



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica

Programa de doctorado: Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural

Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño.

Tesis doctoral presentada para optar al grado de doctor
por la Universitat Politècnica de Catalunya

Yeudy F. Vargas Alzate

Directores

Dr. Luis G. Pujades
Dr. Alex H. Barbat
Dr. Jorge E. Hurtado

Barcelona, 22 de mayo de 2013

Esta Tesis ha sido financiada por una beca en el marco de un convenio entre el Instituto Geológico de Cataluña y la Universidad Politécnica de Cataluña, BarcelonaTech. Este trabajo ha sido también parcialmente financiado por el Gobierno de España y por la Comisión Europea con fondos FEDER, a través de los proyectos de referencias SISPYR INTERREG POCTEFA 2007-2013/73/08, CGL2008-00869/BTE, CGL2011-23621.



Curso académico:2012-2013

Acta de calificación de tesis doctoral

Nombre y apellidos

Yeudy Felipe Vargas Alzate

DNI / NIE / Pasaporte

X9973151Y

Programa de doctorado

Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural

Unidad estructural responsable del programa

Ingeniería del Terreno., Cartográfica y Geofísica

Resolución del Tribunal

Reunido el Tribunal designado a tal efecto, el doctorando / la doctoranda expone el tema de la su tesis doctoral titulada: *“Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño”*.

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

APTA/O

NO APTA/O

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

_____, _____ de _____ de _____

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

SÍ

NO

(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)
Presidenta de la Comisión de Doctorado	Secretaria de la Comisión de Doctorado

Barcelona a _____ de _____ de _____

Agradecimientos

Quiero expresar los más sinceros agradecimientos a mis tutores. A Lluís cuya sabiduría, sensatez y particular forma de entender las cosas ha sido una fuente de inspiración para materializar esta tesis. A Alex por los buenos consejos, tanto profesionales como personales, que siempre me ha brindado. A Jorge Eduardo por orientarme hacía el mundo de la investigación y por sus geniales ideas. A los tres muchas gracias por todo lo que me han enseñado.

Esta tesis ha sido financiada en el marco de un acuerdo entre el Instituto Geológico y la Universidad Politécnica de Cataluña. Quiero agradecer al personal del Instituto sus numerosas sugerencias y apoyo. En particular a los Doctores Xavier Goula, Teresa Susagna y Antoni Roca por el material proporcionado, por sus consejos y por el seguimiento del desarrollo de este trabajo en el marco del proyecto SisPyr.

A los profesores del Doctorado en ingeniería sísmica y dinámica estructural de la UPC por el conocimiento que gracias a ellos he adquirido. En especial al profesor Ramón Gonzales Drigo a quien también agradezco su gran amistad

A mi familia por su paciencia, motivación e incondicionalidad, especialmente a mi madre a mi hermana y a mi abuela.

A Alejandra por su amor, dedicación y entrega durante esta etapa.

A mis amigos Vladimir Ernesto Merchán Jaimes, Manuel Alejandro Giraldo Lopez, Emiliano Camou, John Fernando Botero Idárraga, Alejandro Castañeda Aguirre, Jorge Avila Haro, Ricardo Cardona, Mario Tamayo, Jairo Andrés Valcárcel, Mariana Rodríguez, Pablo Enrique Vargas, Nubia Aurora González, Mauricio Tapias, Dani Tarragó, Teresa Yubero, Mabel Cristina Marulanda y a otros muchos por los buenos momentos y por su valiosa amistad.

Resumen

Esta tesis propone una metodología de evaluación del daño sísmico basada en el método del espectro de capacidad pero con un enfoque probabilista que se apoya en simulaciones Monte Carlo. Así la acción sísmica, la estructura y el daño esperado se consideran y se analizan como variables aleatorias. La metodología, que se valida mediante el análisis dinámico incremental, es una nueva, robusta y potente herramienta de análisis de riesgo tanto a nivel de edificios individuales como a nivel urbano y regional. La validación mediante el análisis dinámico, de hecho, ha supuesto crear también una metodología probabilista basada en el análisis dinámico incremental. El daño esperado puede obtenerse para cualquier intervalo de confianza permitiendo así, a los gestores de la protección civil la elección de los niveles prioritarios o de interés. Como el análisis dinámico incremental requiere acelerogramas, se ha optado por usar registros de terremotos y se ha diseñado una técnica que, para una determinada base de datos, permite optimizar, minimizando la dispersión, el número de acelerogramas compatibles con un determinado espectro de respuesta; de esta forma la incertidumbre en la acción sísmica se considera de una manera adecuada. Aunque a efectos metodológicos, se ha estimado suficiente y adecuado considerar como variables aleatorias gaussianas sólo las propiedades resistentes del hormigón y el acero, con todo se ha introducido también una nueva e interesante forma de incorporar la variabilidad espacial de la resistencia de vigas y columnas. Los desarrollos metodológicos se ilustran con numerosos casos de estudio de edificios existentes y bien documentados. En particular, se han estudiado los edificios de hormigón armado con forjados reticulares, clasificados en altos, de altura mediana y bajos. Este estudio se ha realizado considerando acciones sísmicas compatibles con los espectros previstos en el eurocódigo EC8 para terremotos tipo 1 y tipo 2 y para suelos A, B, C, D y E. La aplicación del método a edificios irregulares ha confirmado la insuficiencia de modelos 2D en estructuras asimétricas. Así, el método probabilista se ha aplicado a dos edificios de especial importancia para escenarios sísmicos de interés. El primero es el hospital de Vielha, para la acción sísmica con un periodo de retorno de 475 años; el segundo es un edificio del Barrio de San Fernando en Lorca, que fue severamente dañado por el terremoto del mes de mayo de 2011. En este segundo caso la acción sísmica se ha definido de forma determinista mediante las dos componentes horizontales de aceleración registradas en la ciudad. En los análisis 3D se ha incorporado el efecto de direccionalidad, concluyendo que edificios del mismo tipo situados en un mismo lugar pueden sufrir daños significativamente distintos dependiendo sólo de su orientación azimutal. Los resultados obtenidos en el caso de Lorca son compatibles con los daños observados lo que contribuye a validar el método probabilista y los desarrollos implementados en esta tesis.

Summary

This dissertation proposes a methodology for seismic damage assessment based on the capacity spectrum method but with a probabilistic approach which is supported on Monte Carlo simulation. The seismic action, the structure and the expected damage are considered and analyzed as random variables. The method, which is validated through incremental dynamic analysis, is a new, robust and powerful tool for risk analysis that can be applied to individual buildings, but also at urban and regional scales. In fact, the validation through dynamic analyses has involved creating also a probabilistic method for damage assessment, based on incremental dynamic analysis. The expected damage can be obtained for any confidence interval thus allowing the civil protection managers choosing the levels of priority or interest. As incremental dynamic analyses require accelerograms, the use of earthquake records has been preferred and it has been developed a specific technique that, for a given database, minimizes the dispersion and optimizes the number of accelerograms compatible with a given response spectrum; in this way, the uncertainties in the seismic action are considered in an appropriate manner. Although for methodological purposes it was estimated sufficient and adequate to consider only the strength properties of concrete and steel as Gaussian random variables, yet a new and interesting way to incorporate the spatial variability of the strength of beams and columns has been also proposed. The methodological developments are illustrated with numerous case studies of existing and well documented buildings. Specifically, reinforced concrete buildings with waffle slabs, classified as low-rise, mid-rise and high-rise, have been studied. This study has been conducted considering seismic actions compatible with the response spectra foreseen in the Eurocode EC8 for type 1 and type 2 earthquakes and soil classes A, B, C, D and E. The application of the method to irregular buildings confirmed the insufficiency of 2D models for asymmetric structures. Thus, the probabilistic method has been applied to two buildings of special importance for seismic scenarios of interest. The first one is the hospital of Vielha considering the seismic action with a return period of 475 years; the second one is a building located in the neighborhood of San Fernando in Lorca, which was severely damaged by the earthquake of May 2011. In this second case the seismic action has been defined deterministically by means of the two horizontal accelerograms recorded in the city. In 3D analyses the directionality effect is considered, concluding that buildings of the same type located in the same place can suffer significantly different damages depending only of their azimuthal angle. The results obtained in the case of Lorca are compatible with the observed damage. This fact supports the validity of the probabilistic method as well as that of the developments implemented in this thesis.

ÍNDICE

Resumeni

Summary iii

ÍNDICE.....v

LISTA DE FIGURAS.....ix

LISTA DE TABLAS..... xvii

1. INTRODUCCIÓN.....1

1.1 Introducción 1

1.2 Antecedentes y motivación 2

1.3 Objetivos del trabajo 4

1.3.1 Objetivo general..... 4

1.3.2 Objetivos específicos 4

1.4 Metodología 6

1.5 Resultados esperados 9

1.6 Estructura de la memoria 9

2. DEMANDA SÍSMICA13

2.1 Introducción 13

2.2 Espectros de respuesta..... 14

2.2.1 Concepto y definición..... 14

2.2.2 Espectros de diseño..... 17

2.2.3 Representación *sa-sd* 19

2.3 Acelerogramas..... 20

2.3.1 Acelerogramas sintéticos 21

2.3.2 Acelerogramas reales..... 24

2.3.3 Acelerogramas híbridos 26

2.4 Espectros compatibles y bases de datos 30

2.4.1 La base de datos..... 30

2.4.2 El método..... 32

2.4.3 Un ejemplo. El caso EC8 1A..... 33

2.5 Efecto de direccionalidad 37

2.6 Resumen y conclusión..... 45

3. CAPACIDAD ESTRUCTURAL A PARTIR DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	49
3.1 El análisis estático no lineal y la curva de capacidad.....	49
3.2 El espectro de capacidad	56
3.3 Los estados de daño	60
3.4 Las curvas de fragilidad	61
3.5 El índice de daño esperado.....	68
3.6 El punto de capacidad por demanda.....	69
3.6.1 Aproximación lineal equivalente.....	70
3.6.2 Procedimiento que considera la ductilidad de la estructura (PA-8)	71
3.7 Resumen y conclusión.....	77
4. EL ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.....	79
4.1 Introducción	79
4.2 Ecuaciones del movimiento	79
4.2.1 La matriz de masa.....	80
4.2.2 La matriz de amortiguamiento.....	81
4.2.3 La matriz de rigidez.....	82
4.3 Métodos de integración para la ecuación dinámica de equilibrio	84
4.4 Índices de daño estructural basados en el ADNL	90
4.5 El análisis dinámico incremental	91
4.6 Resumen y conclusión.....	97
5. EVALUACIÓN PROBABILISTA DEL DAÑO.....	99
5.1 Introducción	99
5.2 El método de Monte Carlo	100
5.2.1 Antecedentes.....	100
5.2.2 Un ejemplo sencillo: el número π	100
5.2.3 El muestreo	102
El hipercubo latino.....	104
5.2.4 Tests estadísticos	105
5.3 Consideraciones previas.....	105
5.3.1 Un caso de estudio: el edificio Omega	106
5.3.2 Longitud de los acelerogramas	106
5.3.3 Variabilidad espacial	108
Hipótesis de correlación total, nula y parcial.....	109
Muestreo con correlación parcial.....	111
5.3.4 La acción sísmica.....	113
5.4 Análisis dinámico incremental probabilista.....	114
5.4.1 Desplazamientos y cortantes máximos.....	115
5.4.1 Daño esperado	116
5.5 Método basado en el espectro de capacidad	120
5.5.1 Variables aleatorias.....	120
5.5.2 El espectro de capacidad.....	120
5.5.1 El espectro de capacidad bilineal.....	122
5.5.2 Curvas de fragilidad e índice de daño.....	124

Modelado de los parámetros	125
Niveles de confianza	125
Índice o grado de daño medio	128
5.5.1 Punto de capacidad por demanda (<i>Performance point</i>).....	129
Aproximación lineal equivalente (ALE).....	130
El método PA-8.....	131
Comparación de resultados	132
5.6 El daño. Discusión	134
5.6.1 Comparación de índices de daño	134
5.6.1 Nuevo índice de daño	136
Elección del índice I_{D}	136
Puntos críticos de los estados de daño para el índice I_{SD}	137
Curvas de fragilidad	139
Nuevo índice de daño I_{SD}	141
Comparación entre los índices I_{D} e I_{SD}	141
5.7 Aplicación a edificios de hormigón armado con forjados reticulares.....	142
Los edificios.....	142
Comparación entre los índices I_{D} e I_{SD}	143
Aplicación del método simplificado a un edificio de vigas y pilares de hormigón armado	145
Generalización de la acción sísmica	145
5.8 Resumen y conclusión.....	146
6. EFECTOS DE LA DIRECCIONALIDAD DEL TERREMOTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS.....	149
6.1 Introducción	149
6.1.1 Enfoque probabilista.....	150
6.1.2 El modelo estructural.....	151
6.1.3 Casos de estudio	151
El Hospital de Vielha	151
El Barrio de San Fernando en Lorca.....	153
6.2 Modelización 3D. Aspectos generales.	154
6.3 Caso 1: Hospital de Vielha.....	156
6.3.1 El edificio.....	156
6.3.2 La acción sísmica.....	156
Grupo S	156
Grupo I.....	158
6.3.1 Análisis dinámico	159
Acelerogramas del Grupo S	159
Acelerogramas del Grupo I.....	162
Discusión.....	164
6.4 Caso 2: El barrio San Fernando	166
6.4.1 El edificio.....	168
6.4.2 La acción sísmica.....	169
6.4.1 Análisis dinámico	170
6.4.2 Discusión	171

Efectos combinados de direccionalidad y resistencia.....	171
El índice de daño.....	173
6.5 Resumen y conclusión.....	175
Hospital de Vielha.....	175
San Fernando en Lorca	177
7. RESUMEN, CONCLUSIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	
FUTURAS	179
7.1 Resumen.....	179
7.1.1 Las acciones sísmicas	179
7.1.2 Los edificios.....	180
7.1.3 El daño	181
7.1.4 Estudio de correlación	182
7.2 Conclusiones	182
7.2.1 Las acciones sísmicas	182
7.2.2 El edificio.....	183
7.2.3 El daño	184
7.3 Líneas de investigación futuras.....	184
7.3.1 Acción sísmica.....	184
7.3.2 Edificio	185
7.3.3 El daño	185
7.3.4 Otras recomendaciones	186
Anexo A	187
Curvas de daño para edificios de hormigón armado con forjados reticulares.	187
Edificios FR y espectro 1A.....	189
Edificios FR y espectro 1B.....	190
Edificios FR y espectro 1C.....	191
Edificios FR y espectro 1D.....	192
Edificios FR y espectro 1E.....	193
Edificios FR y espectro 2A.....	194
Edificios FR y espectro 2B.....	195
Edificios FR y espectro 2C.....	196
Edificios FR y espectro 2D.....	197
Edificios FR y espectro 2B.....	198
REFERENCIAS	199

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1	Representación gráfica de un sistema de vibración de un grado de libertad.....	15
Figura 2-2	Registros de aceleración de las componentes N-S y E-W del sismo de Lorca.....	16
Figura 2-3	a) Espectros de respuesta para las componentes N-S y b) E-W del sismo de Lorca variando el amortiguamiento	17
Figura 2-4	Espectros de respuesta para la media geométrica de los acelerogramas N-S y E-W del terremoto de Lorca	17
Figura 2-5	Espectros de respuesta elástica, 5% amortiguada, del EC8 en formato <i>sa-T</i> y <i>sa-sd</i>	20
Figura 2-6	Envoltentes comúnmente usadas para acelerogramas sintéticos. a) Envoltente constante; b) Envoltente trapezoidal de Hou; c) Envoltente exponencial de Liu; d) Envoltente compuesta de Jennings.....	23
Figura 2-7	a) Espectro del acelerograma real y espectro del acelerograma simulado de la componente E-W del terremoto de Lorca y b) acelerograma real y acelerogramas simulados	24
Figura 2-8	Espectro de la componente E-W del sismo de Lorca original y escalado para coincidir con las aceleraciones espectrales en los periodos 0.5 s y 1 s del espectro del EC8 tipo 1 suelo C	29
Figura 2-9	Espectro de la componente N-S del sismo de Lorca original y escalado por bandas para que cumpla la condición impuesta por la ecuación 2-14	29
Figura 2-10	Componente N-S del registro de Lorca y b) acelerograma obtenido después de usar el método del escalado inteligente o por bandas.....	30
Figura 2-11	Espectros de respuesta de las componentes horizontales de aceleración de los sismos de la base de datos de Ambraseys et al. (2004)	31
Figura 2-12	a) Histograma de frecuencias del PGA y b) Función de densidad acumulativa	32
Figura 2-13	Espectros de respuesta de las componentes horizontales de aceleración normalizados de los sismos de la base de datos de Ambraseys et al. (2004). a) dirección X o componentes E-W. b) Dirección Y o componentes N-S.....	32
Figura 2-14	Evolución del error cuadrático medio acumulado de los espectros de los acelerogramas reales de la base de datos de Ambraseys et al. (2004), en ambas componentes, respecto al acelerograma objetivo tipo 1 suelo tipo A del EC8	34
Figura 2-15	Espectros de los acelerogramas reales compatibles con los espectros tipo 1 y todos los tipos de suelo del EC8. Se han seleccionado 20 acelerogramas por cada componente.....	35

Figura 2-16	Espectros de los acelerogramas reales compatibles con los espectros tipo 2 y todos los tipos de suelo del EC8. Se han seleccionado 20 acelerogramas por cada componente.....	36
Figura 2-17	a) Media geométrica de los registros de la base de datos de Ambraseys sin normalizar y b) normalizados por el PGA.....	37
Figura 2-18	Espectros de los acelerogramas reales compatibles con los espectros tipo 1 tipo 2 para todos los tipos de suelo, considerando la media geométrica	38
Figura 2-19	Espectros de las componentes horizontales giradas desde 0° hasta 180°, cada 1°	40
Figura 2-20	Aceleración espectral en ambas componentes en función del ángulo de giro θ para a) el PGA y los periodos b) 0.5, c) 1 y d) 2 segundos	40
Figura 2-21	a) Aceleración espectral del sismo de Lorca para la componente N-S y b) Aceleración espectral del sismo de Lorca para la componente E-W. En ambos casos se muestra la variación de la <i>sa</i> en función del ángulo de giro θ para los periodos comprendidos entre 0 y 4 segundos	41
Figura 2-22	Medias geométricas de los espectros para las componentes horizontales giradas, además se muestra GMRotD00, GMRotD50, GMRotD100 y GMNoRot.....	42
Figura 2-23	Aceleración espectral de la media geométrica en función del ángulo de giro θ para a) el PGA y los periodos b) 0.5, c) 1 y d) 2 segundos	42
Figura 2-24	a) Aceleración espectral obtenida a partir de la media geométrica del sismo de Lorca. Se muestra la variación de la <i>sa</i> en función del ángulo de giro θ para los periodos comprendidos entre 0 y 4 segundos	43
Figura 2-25	Ángulo de giro en el que se da la aceleración espectral máxima en función del periodo (media geométrica)	43
Figura 2-26	a) media geométrica en función del ángulo de giro θ para todos los periodos considerados, normalizada por GMRotD50 y b) desviación estándar en función del ángulo de giro θ	44
Figura 2-27	GMRotD50, GMRotI50 y GMNoRot para el sismo de Lorca.....	45
Figura 3-1	Modelo constitutivo elasto-plástico	50
Figura 3-2	a) Diagrama momento flector-curvatura para la viga descrita en la Tabla 3-1 b) Diagrama momento flector-esfuerzo axial para la columna descrita en la Tabla 3-1.....	51
Figura 3-3	Edificio Omega del campus norte de la Universidad Politécnica de Cataluña.....	52
Figura 3-4	Modelo bidimensional del edificio Omega	53
Figura 3-5	Curvas de capacidad obtenidas para varios patrones de carga en la altura.....	54
Figura 3-6	Comparación entre las curvas de capacidad obtenidas con varios patrones de carga y el procedimiento adaptativo	55
Figura 3-7	Modelo estructural del edificio Omega y su modelo dinámico de masas concentradas	57

Figura 3-8	Modos de vibración obtenidos a partir del modelo estructural del edificio Omega	58
Figura 3-9	Modo fundamental de un sistema de múltiples grados de libertad y su equivalente sistema de un grado de libertad	59
Figura 3-10	Espectro de capacidad obtenido a partir de la curva de capacidad calculada con el procedimiento adaptativo	60
Figura 3-11	Curvas de fragilidad para el edificio Omega.....	63
Figura 3-12	Superficie que muestra la solución que mejor aproxima una curva de fragilidad para cada estado de daño	65
Figura 3-13	Variación de la desviación estándar en función de la ductilidad última obtenida a partir de la curva de capacidad	66
Figura 3-14	Relación entre μ_u y β_{ds_1} para calcular las curvas de fragilidad. Además, se muestra la corrección de la discontinuidad en la relación que existe entre μ_u y β_{ds_2}	67
Figura 3-15	Índice de daño obtenido como función del desplazamiento espectral a partir de las curvas de fragilidad del edificio Omega.....	69
Figura 3-16	Evolución de las probabilidades de cada estado de daño como una función del desplazamiento espectral.....	69
Figura 3-17	Representación gráfica de la aproximación lineal equivalente	70
Figura 3-18	Forma bilineal para el punto seleccionado como primer paso de la iteración en el PA-8.....	72
Figura 3-19	Punto de cruce entre el espectro de demanda reducido y el espectro de capacidad	73
Figura 3-20	Punto de capacidad por demanda obtenido con el PA-8.....	74
Figura 3-21	Matrices de probabilidad de daño para los desplazamientos espectrales esperados obtenidos con la ALE y con el PA-8	75
Figura 3-22	Relación entre el PGA y el desplazamiento espectral esperado usando metodologías simplificadas.....	76
Figura 3-23	Curvas de daño del edificio Omega si estuviera ubicado en una zona sísmica compatible con el espectro del EC-8 tipo 1 y suelo tipo D.....	76
Figura 4-1	Modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh.....	82
Figura 4-2	a) Modelo constitutivo bilineal que considera endurecimiento y ablandamiento;	83
Figura 4-3	a) Modelo constitutivo de Takeda modificado b) Modelo constitutivo de Sina. Ambos tienen en cuenta la degradación de la rigidez por ciclos de histéresis	84
Figura 4-4	Modelo de aceleración constante de Newmark.....	85
Figura 4-5	Desplazamiento según el método de las diferencias centrales.....	88
Figura 4-6	Relación entre el PGA y el desplazamiento en el techo para el edificio Omega considerando 20 acelerogramas.....	92
Figura 4-7	Relación entre el cortante máximo y el desplazamiento máximo en el techo obtenida mediante el análisis dinámico incremental. Se muestra también la curva de capacidad.....	93
Figura 4-8	Relación entre el desplazamiento espectral y los índices de daño de deformación y de Park y Ang.....	94

Figura 4-9	a) Media del índice de daño de deformación y de Park y Ang y b) desviación estándar del índice de daño de deformación y de Park y Ang	94
Figura 4-10	Contribución al índice de daño de Park y Ang del término que considera los ciclos de histéresis	95
Figura 4-11	Comparación entre los índices de daño con base en el método estático y el método dinámico	96
Figura 5-1	Estimación del número π usando el método de Monte Carlo.....	101
Figura 5-2	Función de densidad de probabilidad y función acumulativa de probabilidad de la variable aleatoria uniformemente distribuida en el intervalo 0-1.	102
Figura 5-3	Ruleta para generar muestras aleatorias en donde la probabilidad de ocurrencia de x_1 es $2/3$ y de x_2 es $1/3$	104
Figura 5-4	Pruebas de la eficiencia en el muestreo del método hipercubo latino. a) Histograma de la variable aleatoria τ_{NM} y b) Histograma de la variable aleatoria τ_{th}	105
Figura 5-5	Vista general del edificio Omega. Campus Nord. UPC.....	106
Figura 5-6	a) Intensidad de Arias acumulada y normalizada. b) Longitud temporal útil del registro de aceleración de Lorca.	108
Figura 5-7	Desplazamiento en el techo a) y cortante en la base b) usando todo el registro y sólo el tiempo útil.....	108
Figura 5-8	a) Desplazamiento y cortante máximos. b) Histogramas de frecuencias del desplazamiento máximo en el techo. Se muestran los casos de <i>correlación total</i> y <i>nula</i>	109
Figura 5-9	Histogramas del índice de daño de Park y Ang según las hipótesis de correlación total y nula.....	110
Figura 5-10	Comparación del desplazamiento y del cortante máximo usando el modelo de simulación de dependencia e independencia absoluta así como el método de dependencia parcial	113
Figura 5-11	Comparación del Índice de daño de Park y Ang usando el modelo de simulación de dependencia e independencia absoluta así como el método de dependencia parcial	114
Figura 5-12	Resultados del cálculo dinámico incremental considerando la incertidumbre de la acción sísmica y de las propiedades resistentes de los materiales	115
Figura 5-13	Índices de daño para el edificio Omega, en función de máximo desplazamiento en el techo.....	117
Figura 5-14	Índices de daño para el edificio Omega en función del PGA.	118
Figura 5-15	Índices de daño, en función del PGA, considerando que valores mayores a 1 serán iguales a 1.....	119
Figura 5-16	Curvas de capacidad considerando la incertidumbre de las propiedades mecánicas de los materiales	121
Figura 5-17	a) Correlación entre du y fy . b) Correlación entre Ko y fc	121
Figura 5-18	Umbral Risk-UE de los estados de daño.....	123
Figura 5-19	Curvas de fragilidad calculadas teniendo en cuenta la incertidumbre de las propiedades mecánicas de los materiales.....	124

Figura 5-20	Histograma de las variables aleatorias asociadas a los estados de daño. Además se muestra la función cumulativa de probabilidad.	126
Figura 5-21	Histograma de los valores de β_{ds_i} y correspondientes funciones cumulativas observadas y ajustadas.	127
Figura 5-22	a) Curvas de fragilidad medias y para niveles de confianza de 16% y 84%. b) Variación de la desviación estándar como función del desplazamiento espectral.....	128
Figura 5-23	Índice de daño que tiene en cuenta la incertidumbre de las propiedades mecánicas de los materiales	128
Figura 5-24	a) Histograma del índice de daño para un desplazamiento espectral de 0.2m y b) Histograma del índice de daño para un desplazamiento espectral de 0.4m.....	129
Figura 5-25	Aproximación lineal equivalente considerando la incertidumbre en la acción sísmica y en las propiedades mecánicas de los materiales	130
Figura 5-26	Relación entre el PGA y el desplazamiento espectral esperado medio....	131
Figura 5-27	Índice de daño en función del PGA y desviaciones estándar. Las curvas corresponden al Edificio Omega y espectro EC08 tipo 1, suelo D y se han obtenido usando la ALE	132
Figura 5-28	a) Desplazamientos espectrales medios en función del PGA para los métodos ALE, PA-8 y ADNL. b) Desviaciones estándar.....	133
Figura 5-29	a) Índice de daño en función del PGA usando el método PA-8. b) Niveles de confianza del 16%, del 84% y la desviación estándar.....	133
Figura 5-30	Índices medios de daño A) y desviaciones típicas B). Se comparan los dos índices obtenidos en el ASNL usando la ALE, el PA-8 y los seis obtenidos usando el ADNL.....	135
Figura 5-31	Porcentaje de daño asociado a la energía disipada en el Índice de Park y Ang.....	137
Figura 5-32	Ilustración de la definición de los nuevos estados de daño. a) Rigidez espectral. b) Valor medio de la rigidez espectral. c) Espectro de capacidad. d) Derivadas de la rigidez espectral.	138
Figura 5-33	Histogramas de frecuencia de los puntos críticos ds_{Ci} y los umbrales ds_i Risk-UE de los estados de daño.....	140
Figura 5-34	Curvas de fragilidad calculadas usando los nuevos puntos críticos.....	140
Figura 5-35	a) Índice de daño Id_{SD} en función del desplazamiento espectral y b) Índice de daño Id_{SD} en función del PGA.....	141
Figura 5-36	a) Comparación de los índices de daño Id_D e Id_{SD} b) Comparación de las desviaciones estándar.....	142
Figura 5-37	Edificios representativos de hormigón armado con forjados reticulares. a) Edificio bajo b) Edificio de altura mediana. c) Edificio alto.....	143
Figura 5-38	Comparación de los índices de daño Id_D e Id_{SD} para: a) edificios bajos, c) de altura media y e) altos. Las figuras b), d) y f) a la derecha, muestran las correspondientes desviaciones estándar.	144
Figura 5-39	a) Índices de daño Id_D e Id_{SD} para edificios bajos situados suelo de clase A y expuestos a terremotos tipo 2. b) Desviaciones estándar correspondientes.....	145

Figura 6-1	Ciudad de Barcelona y sección del barrio de <i>l'Eixample</i> . Se observa una alineación de los edificios. (Fuente: Google Earth).	150
Figura 6-2	Diagrama de interacción de los momentos flectores en ejes principales para una viga.....	154
Figura 6-3	Diagrama de interacción propuesto por Mirza et al para el hormigón armado considerando la interacción de los momentos en los ejes principales con la carga axial	155
Figura 6-4	Vista en planta de la planta baja del hospital Vielha.....	157
Figura 6-5	Modelo estructural en 3D del hospital de Vielha.....	157
Figura 6-6	Espectros de respuesta en roca y suelo correspondientes a los acelerogramas utilizados para caracterizar la amenaza sísmica en Vielha para un periodo de 475 años	158
Figura 6-7	Espectros de los acelerogramas seleccionados a partir del criterio de la media geométrica	159
Figura 6-8	PGA de los acelerogramas rotados en función del ángulo θ	161
Figura 6-9	Índice de daño en función del ángulo de giro a partir de los acelerogramas dados por el IGC	162
Figura 6-10	Índice de daño de Park y Ang para el hospital de Vielha. En este caso se han usado como acción sísmica registros que cuentan con las dos componentes y se han considerado incertidumbres asociadas a las propiedades mecánicas de los materiales.....	163
Figura 6-11	Histograma del índice de daño de Park y Ang medido al hospital de Vielha considerando la acción sísmica y las propiedades mecánicas de los materiales como variables aleatorias	164
Figura 6-12	PGA de las componentes rotadas de los registros seleccionados para evaluar el riesgo sísmico del hospital de Vielha	165
Figura 6-13	PGA de la media geométrica de las componentes de los registros seleccionados para evaluar el riesgo sísmico del hospital de Vielha	166
Figura 6-14	Edificio ubicado en el barrio San Fernando (Lorca) afectado por el terremoto ocurrido en mayo de 2011	167
Figura 6-15	a) Planos estructurales del edificio del barrio San Fernando y b) Vista en planta del modelo estructural empleado.....	168
Figura 6-16	Vista en planta de los edificios ubicados en el barrio de San Fernando indicando el daño ocurrido en cada uno. Verde indica que el edificio no ha sido dañado, amarillo que el daño es reparable y rojo que hay inminente riesgo de colapso	169
Figura 6-17	Modelo estructural en 3D de un edificio tipo del barrio de San Fernando en Lorca.....	170
Figura 6-18	Variación del índice de daño considerando el ángulo de giro del terremoto y las incertidumbres asociadas a las propiedades mecánicas de los materiales	171
Figura 6-19	Evolución del PGA y de la aceleración espectral para un periodo de 0.5 s en las direcciones x e y , en función del ángulo de giro.....	172
Figura 6-20	Histograma del daño esperado para los edificios del barrio San Fernando. Se indican los niveles de daño <i>leve</i> (0.2) y <i>no reparable</i> (0.4).	172

Figura 6-21	Funciones de densidad de probabilidad gaussianas del daño para los ángulos 40° y 130°	173
Figura 6-22	Comparación entre los daños observados y calculados	174
Figura A- 1	Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 1 y suelo tipo A.....	189
Figura A- 2	Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 1 y suelo tipo B.....	190
Figura A- 3	Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 1 y suelo tipo C.....	191
Figura A- 4	Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 1 y suelo tipo D.....	192
Figura A- 5	Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 1 y suelo tipo E.....	193
Figura A- 6	Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 2 y suelo tipo A.....	194
Figura A- 7	Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 2 y suelo tipo B.....	195
Figura A- 8	Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 2 y suelo tipo C.....	196
Figura A- 9	Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 2 y suelo tipo D.....	197
Figura A- 10	Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 2 y suelo tipo E.....	198

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1	Parámetros de los espectros de respuesta del EC8 tipo 1.....	19
Tabla 2-2	Parámetros de los espectros de respuesta del EC8 tipo 2.....	19
Tabla 2-3	Intervalos y coeficientes de amplificación usados en el escalado por bandas.....	28
Tabla 3-1	Características de las secciones para obtener los diagramas de la Figura 3-2	51
Tabla 3-2	Distribución de probabilidades para los ds_i	61
Tabla 3-3	Umbral de los estados de daño y desviaciones estándar para definir las curvas de fragilidad.....	63
Tabla 3-4	Resumen de resultados obtenidos usando la ALE y el PA-8.	74
Tabla 4-1	PGA medio y desviación estándar para los índices de daño 0.2 y 0.4	95
Tabla 4-2	ID medio y desviación estándar para los PGA 0.16g y 0.32g.....	96
Tabla 5-1	Valor medio y desviación estándar de f_c , y de f_y , supuestas variables gaussianas.	106
Tabla 5-2	Ejemplos de matriz de correlación para la resistencia del hormigón de las columnas y vigas de un mismo piso.....	112
Tabla 5-3	Matriz de correlación entre las variables de entrada y de salida.....	122
Tabla 5-4	Momentos principales de los estados de daño como variables aleatorias.....	123
Tabla 5-5	Momentos principales de la aceleración espectral asociada a cada estado de daño	123
Tabla 5-6	eometría de los edificios estudiados.....	143
Tabla 6-1	Momentos principales de las propiedades resistentes de los materiales.	163
Tabla 6-2	Momentos principales de las variables aleatorias que representan las propiedades mecánicas de los materiales	170
Tabla 6-3	Momentos principales de los índices de daño para $\theta = 40^\circ$ y $\theta = 130^\circ$	173

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

A pesar de los esfuerzos llevados a cabo para disminuir las consecuencias desastrosas que traen los terremotos sobre la sociedad, siguen ocurriendo catástrofes a nivel mundial que muestran la necesidad de seguir investigando en esta área. En general, la principal causa de pérdidas humanas y económicas es el daño y colapso de las estructuras civiles bajo la acción de un terremoto. Por esta razón sigue siendo importante mejorar el comportamiento ante acciones sísmicas de las estructuras que se van a construir y, además, desarrollar metodologías para evaluar la necesidad de reforzar las existentes (Crowley et al. 2005; Bommer y Crowley 2006; Borzi et al. 2008; Vamvatsikos y Fragiadakis 2010; Vamvatsikos y Dolcek 2011). Por esta razón, en esta tesis se desarrolla una metodología simplificada de evaluación del riesgo sísmico, basada en el cálculo estático incremental no lineal, la cual permita incluir la incertidumbre asociada a las variables implicadas en el proceso. Para validar un método simplificado que permita estimar la respuesta estructural se suele usar el análisis dinámico no lineal como referencia (Mwafy y Elnashai 2001; Poursha et al. 2009; Kim y Kuruma 2008). Sin embargo, metodologías de evaluación del daño esperado en estructuras, que permitan incluir incertidumbres y que tengan su base en el cálculo dinámico no lineal, no han sido desarrolladas aún. No obstante, el uso de metodologías probabilistas basadas en cálculos estáticos (Fragiadakis y Vamvatsikos 2010; Vargas et al. 2010) o incluso dinámicos (Vamvatsikos y Fragiadakis 2010; Dolsek 2010) han sido propuestas para el diseño estructural. Sin embargo, en estas investigaciones se han estimado variables de interés en el campo del diseño y del reforzamiento de estructuras pero no han sido implementadas como herramientas de evaluación del daño esperado. Por esta razón, si se quiere validar la metodología simplificada que aquí se propone, resulta también necesario desarrollar una metodología de referencia que tenga su base en el análisis dinámico no lineal que es el método más sofisticado para simular el comportamiento de una estructura ante cargas sísmicas. Otra alternativa puede ser comparar los resultados obtenidos usando la metodología simplificada con daños observados. En este trabajo se ha optado por la primera

alternativa, aunque se ha podido analizar un caso de estudio basado en los daños causados por el terremoto de Lorca de mayo de 2011 en un barrio de la ciudad. Veremos cómo, en este caso muy bien documentado, se halla un excelente acuerdo entre el daño esperado y el observado. Esto contribuye a una validación indirecta del método simplificado. Vamvatsikos y Cornell (2001) proponen una herramienta para estimar la respuesta dinámica de una estructura como una función de una variable incremental que represente la amenaza sísmica. Este procedimiento ha sido nombrado como análisis dinámico incremental (IDA). Este procedimiento es análogo al método del espectro de capacidad, al que nos referiremos como análisis Pushover (*Pushover analysis* o PA) ya que la carga actuante se incrementa y se mide la respuesta de la estructura. Cabe destacar que en términos computacionales el coste del IDA es mucho mayor que el del PA. También lo es la información que entrega. Si el IDA se incluye dentro de una plataforma probabilista, que permita medir la incertidumbre asociada a las propiedades mecánicas de los materiales así como de la acción sísmica, se puede decir que ésta sería la herramienta numérica más sofisticada que existe para estimar la respuesta de una estructura expuesta a un terremoto. No obstante, en términos computacionales, es bastante costoso llevar a cabo estos cálculos. Sin embargo, en esta tesis se desarrolla esta metodología y se usa como referencia para estimar la validez de otra menos costosa en términos computacionales y que tiene su base en el PA. Para desarrollar estas metodologías se usan diversas herramientas numéricas, las cuales tienen su base en múltiples investigaciones. En este trabajo se integran todas estas para formar dos poderosas herramientas de evaluación del daño de estructuras que, por otra parte, pueden ser extendidas y usadas para el diseño.

1.2 Antecedentes y motivación

Para estimar el daño que se va a producir en una estructura es necesario considerar dos variables fundamentales, la amenaza sísmica a la que está expuesta y el comportamiento de la estructura ante cargas horizontales. Con este propósito se han desarrollado diversos métodos. Uno es el método del índice de vulnerabilidad en el cual se define la acción mediante intensidades macrosísmicas y el comportamiento estructural mediante un índice de vulnerabilidad (Barbat et al. 1996; Barbat et al. 1998). Otro método altamente

difundido tiene su base en el espectro de capacidad. En éste, la acción sísmica se define mediante espectros de respuesta elástica y la vulnerabilidad del edificio mediante el espectro de capacidad; este último se calcula a partir del PA. Esta metodología ha sido aplicada en varios estudios anteriores (Barbat et al. 2008; Lantada et al. 2009; Pujades et al 2012). Sin embargo, estos trabajos no tienen en cuenta las incertidumbres en los parámetros que describen el problema. En los análisis de daño, es fundamental tener en cuenta que las variables implicadas están afectadas de incertidumbre y, en consecuencia, deben tratarse como aleatorias. Los criterios de diseño actuales reconocen esta incertidumbre y buscan salvarla usando coeficientes de seguridad que aumentan las acciones, en algunas ocasiones hasta el doble, y disminuyen la resistencia de los materiales hasta menos del 60%. Con todo, el diseño de estructuras basado en este enfoque resulta en un modelo estructural cuyo comportamiento es excesivamente improbable que ocurra, respondiendo ante unas cargas actuantes de ocurrencia poco probable, aunque en el caso de acciones sísmicas su probabilidad de ocurrencia puede ser significativa. Es bien sabido que la acción sísmica es la principal fuente de incertidumbre en el cálculo del daño esperado. Este uso de coeficientes de seguridad pone de manifiesto que la metodología de diseño no estima con la confiabilidad adecuada la respuesta estructural ya que habitualmente se basa en cálculos lineales. Estos criterios de diseño se propusieron inicialmente buscando simplificar el cálculo de la estructura. No obstante, con la capacidad de los ordenadores actuales es posible abordar el análisis estructural considerando no solo el comportamiento no lineal sino también las incertidumbres de las variables implicadas. Por otra parte, respecto a la evaluación del daño sísmico de estructuras existentes carece de sentido trabajar con acciones aumentadas y resistencias disminuidas de los materiales. En este caso hay que ser realistas tratando las variables como aleatorias, reproduciendo con la máxima fidelidad las acciones probables y la resistencia de los edificios incluyendo la máxima información y documentación disponible pero también las incertidumbres. Muchas de las metodologías de evaluación de riesgo de estructuras hacen hipótesis de los valores de daño esperado y de la incertidumbre asociada a los mismos, extrapolando estudios hechos en otras zonas. Probablemente esto puede inducir a subvalorar o a sobrevalorar el daño que puede ocurrir. Por esta razón, se propone diseñar una metodología de evaluación de riesgo sísmico, validada con resultados obteni-

dos a partir del cálculo dinámico no lineal, que permita cuantificar la incertidumbre y que su coste computacional sea razonable.

1.3 Objetivos del trabajo

1.3.1 Objetivo general

El principal objetivo de este trabajo es: *desarrollar una herramienta simplificada y válida que permita evaluar el daño sísmico esperado en estructuras considerando las incertidumbres de las variables implicadas en el problema.* En la evaluación del daño sísmico los resultados obtenidos usando el cálculo dinámico no lineal deben ser tomados como referencia. Por esta razón, antes de plantearse el diseño de una herramienta simplificada, hay que disponer de resultados obtenidos a partir del cálculo dinámico no lineal. Además, como se ha descrito previamente, en la estimación del daño sísmico de estructuras intervienen dos variables: la capacidad y la demanda sísmica. Estas variables son inciertas y deben ser tratadas como variables aleatorias para establecer la confiabilidad de los resultados obtenidos. La mayoría de métodos simplificados para estimar la respuesta dinámica de una estructura tienen su base en el cálculo estático no lineal. Esta tesis no es la excepción. Por tanto, la metodología simplificada se desarrolla a partir de los métodos estáticos. Para esto, es necesario trazarse una serie de objetivos específicos que, una vez articulados, permitan incorporar el enfoque probabilista al análisis de daño sísmico usando técnicas y métodos basados en el espectro de capacidad.

1.3.2 Objetivos específicos

- Considerar de manera adecuada la incertidumbre asociada a la acción sísmica mediante el tratamiento de bases de datos de terremotos.
- Estimar la incertidumbre asociada a la respuesta estructural considerando las propiedades mecánicas de los elementos que constituyen la estructura como variables aleatorias.

- Considerar la variabilidad espacial de las propiedades mecánicas de los materiales, es decir, el grado de correlación que debe existir entre la resistencia de los elementos estructurales debido a la proximidad que existe entre ellos.
- Combinar adecuadamente las incertidumbres asociadas a la demanda sísmica y a la capacidad de la estructura mediante el método de Monte Carlo. Esto permite obtener curvas de daño las cuales pueden ser usadas para efectuar estudios probabilistas masivos en zonas urbanas.
- Desarrollar una herramienta que considere las incertidumbres de la demanda y la capacidad sísmica, cuya base sea el cálculo dinámico no lineal, la cual permita medir el daño esperado en una estructura que ha sido afectada por un terremoto. Este objetivo se orienta a validar el método probabilista basado en la curva PA.
- A partir del análisis estático no lineal de estructuras, considerando las incertidumbres mencionadas, desarrollar una herramienta simplificada que permita aproximar adecuadamente los resultados obtenidos mediante el cálculo dinámico lineal.
- Comparar los resultados obtenidos a partir de ambas metodologías con el fin de validar la metodología simplificada.
- En el caso de estructuras irregulares para las que el análisis estático lineal resulta inadecuado, un objetivo complementario de esta tesis ha sido también, evaluar el efecto de la direccionalidad que tienen los terremotos sobre estructuras asimétricas. Veremos cómo los resultados obtenidos son relevantes y de gran interés pues son capaces de explicar la causa de que edificios del mismo tipo y situados en un mismo sitio sometidos a un mismo sismo, pueden tener distintos grados de daño. Aunque se aplica a estructuras irregulares, los resultados pueden ser extrapolados fácilmente también a edificios regulares.

1.4 Metodología

No existe una metodología estándar para el análisis probabilista del daño sísmico. Esta tesis, de hecho, constituye una propuesta metodológica. Obviamente no parte de la nada, sino que usa e integra, bajo un nuevo enfoque, las técnicas y métodos clásicos de análisis estructural. Más concretamente, el análisis estático no lineal y el análisis dinámico incremental, orientados a la estimación del daño esperado. Tres son los aspectos que hay que conciliar en el análisis de daño: 1) la demanda; es decir la acción sísmica; 2) la estructura; es decir su capacidad de resistir fuerzas horizontales y 3) la interacción entre la demanda y la capacidad para determinar las funciones que permiten estimar el daño a partir de la severidad de la acción sísmica y de la capacidad del edificio para resistirla. Los dos primeros aspectos constituyen las variables de entrada el tercero es la variable de salida. El solver¹ que permite estimar la salida a partir de las variables de entrada es el análisis estructural estático y dinámico. El programa Ruaumoko se usa como “solver” tanto para el análisis estructural estático como para el dinámico. Pero, tanto la acción como la estructura son de una complejidad extraordinaria y las ecuaciones para estimar la respuesta estructural no son ni lineales ni analíticas por lo que, en cierto modo, no son predecibles las incertidumbres en la salida a partir de las incertidumbres en las variables de entrada. Problemas parecidos han sido abordados en la literatura mediante el Método de Monte Carlo. Este método se ha elegido aquí por su versatilidad y robustez. Una vez definidas las variables del problema, entrada y salida, y la estrategia a seguir, hay que definir estas variables como variables aleatorias. Es decir, el terremoto y el edificio se han de definir de forma probabilista, eligiendo las variables más relevantes capaces de captar su aleatoriedad. Obviamente, la salida tendrá que analizarse e interpretarse bajo la misma óptica probabilista. En referencia al terremoto, es sabido que en el método del espectro de capacidad éste se define mediante espectros de respuesta lineal 5% amortiguada pero en el análisis dinámico se necesitan acelerogramas. Para evaluación de daño suele aconsejarse el uso de acelerogramas de terremotos reales. La comparación entre

¹ Se adopta aquí la palabra inglesa “*solver*” en su significado de dispositivo, mecanismo, software o conjunto de algoritmos que resuelven un determinado problema. En este sentido, el “*solver*” puede ser, en nuestro caso, cualquier software que permita el análisis estructural no lineal.

los resultados del análisis estático y del dinámico requiere que las acciones sean compatibles. Así, una primera aportación metodológica de esta tesis consiste en la propuesta de una técnica que permite optimizar el número de acelerogramas de una base de datos que son compatibles con un espectro de respuesta dado, de forma que se pueda tratar la acción sísmica desde una perspectiva probabilista, pero minimizando la dispersión en función de la base de datos disponible. Se consigue así que el grupo de registros seleccionados represente de forma adecuada la variabilidad del sismo esperado en la zona donde se halla la estructura. En cuanto al tratamiento de la incertidumbre en la capacidad resistente del edificio, para el propósito de esta tesis se ha considerado suficiente y adecuado, considerar que las propiedades resistentes del hormigón y el acero son variables aleatorias gaussianas. Además se propone una forma original que permite incorporar al análisis, también la variabilidad espacial de los elementos resistentes del edificio: vigas y columnas. Esta variabilidad espacial de la resistencia de los elementos estructurales se define estableciendo cierto grado de correlación entre ellos según la proximidad. Por ejemplo, para cada piso, se considera que los materiales de columnas contiguas tienen una alta semejanza y correlación. Esta correlación disminuye con la distancia. Así, el método de Monte Carlo, implica resolver el problema un número n de veces suficiente que garantice un buen muestreo de las variables implicadas. Existen técnicas que permiten optimizar este número crítico. El hipercubo latino es un método estadístico que permite optimizar el número de muestras que representan de manera plausible los parámetros de una distribución multidimensional. Este método de muestreo se aplica a menudo al análisis de incertidumbre y se ha elegido para implementar el muestreo en esta tesis. Además, en función del objetivo del estudio particular, pueden tratarse determinadas variables como deterministas y otras como probabilistas, lo que permite analizar, con más detalle, la mayor o menor influencia de las incertidumbres de las diferentes variables de entrada sobre las de salida. Se verá cómo la mayor incertidumbre proviene de un conocimiento pobre de la acción sísmica, dada su altísima variabilidad. En referencia a la variable de salida se ha escogido el daño. En el método basado en el espectro de capacidad, el daño se calcula siguiendo las directrices del proyecto Risk-UE, donde los umbrales de los 4 estados de daño no nulos considerados, 1: Leve, 2: moderado, 3: Severo y 4: completo, se definen a partir de la forma bilineal del espectro de capacidad

por opinión experta. La hipótesis de que el daño se distribuye de forma binomial permite hallar las curvas de fragilidad, las matrices de probabilidad de daño y, finalmente, un índice de daño, que, cuando se normaliza, define el parámetro de la distribución binomial. En el análisis dinámico se ha elegido el índice de daño de Park y Ang (1985) que representa el nivel de deterioro estructural global. Ambos índices de daño tienen sentidos distintos y, en consecuencia, son de difícil comparación. Para establecer el nexo entre el análisis estático y dinámico, se define un nuevo índice de daño basado en la derivada del espectro de capacidad, es decir en la degradación de la rigidez tangente. Este nuevo índice, se ha calibrado de forma que coincide con el índice de daño de Park y Ang. Así, veremos cómo los resultados del análisis dinámico no lineal incremental se pueden reproducir bien a partir del método, más sencillo y simplificado, estático no lineal. El método probabilista se aplicará a diferentes edificios, bien documentados, que se usan como casos de estudio guía de los diferentes elementos metodológicos y, finalmente, se aplicarán al desarrollo de funciones de daño para edificios de hormigón armado con forjados reticulares clasificados en tres categorías: altos, de altura mediana y bajos. El análisis se efectuará para los espectros de respuesta previstos en el eurocódigo 8 EC8, considerando terremotos tipo 1 y tipo 2 y suelos de tipo A, B, C, D y E, obteniendo así resultados probabilistas de gran interés, dado que pueden ser usados directamente para aplicaciones a estudios de riesgo sísmico masivos, a nivel regional o urbano. Finalmente se ha explorado el uso del método para estructuras de alta irregularidad, para las que no son adecuados modelos 2D. El uso de modelos 3D, ha obligado a afinar la definición de la acción sísmica mediante las dos componentes horizontales, lo que ha sugerido un análisis detallado de la direccionalidad. Veremos cómo este efecto es importante y, su aplicación a un barrio de la ciudad de Lorca, severamente dañado por el terremoto de mayo del 2011, es capaz de explicar el hecho de que edificios de las mismas características estructurales y situados en el mismo lugar sufren niveles de daño muy distintos, hallándose una excelente acuerdo entre los daños calculados y los observados. Vale la pena hacer notar también que los efectos de direccionalidad son relevantes también en edificios regulares que admiten modelos 2D.

1.5 Resultados esperados

En este trabajo se espera desarrollar una metodología simplificada basada en el cruce de la capacidad estructural y la demanda sísmica, en términos de la curva de capacidad y el espectro de respuesta, respectivamente, que permita evaluar el daño sísmico de las estructuras considerando incertidumbres. Con esta metodología se obtienen curvas de daño probabilistas para edificios de hormigón armado con forjados reticulares. Esta tipología estructural es comúnmente usada en España para viviendas multifamiliares y oficinas. En paralelo al desarrollo de la metodología se diseñan una serie de procedimientos para considerar la acción sísmica y las propiedades mecánicas de los materiales como variables aleatorias que pueden ser extendidos a otro tipo de estructuras. La necesidad de disponer de curvas de daño probabilistas, para diferentes tipologías y alturas de edificios, radica en la importancia que tienen actualmente los estudios de riesgo probabilistas en zonas urbanas. Los resultados finales se presentan en un anexo en el que se muestran 30 curvas de daño probabilistas para estructuras de hormigón con forjados reticulares de altura baja, media y alta, considerando los dos tipos de espectro y todos los tipos de suelo propuestos en el Eurocódigo 8.

1.6 Estructura de la memoria

En este primer capítulo se han mostrado los antecedentes y la motivación que han llevado a desarrollar esta tesis. También se han descrito los objetivos y la metodología y se han resaltado los resultados esperados describiendo brevemente su importancia.

El segundo capítulo se dedica a la acción sísmica. Se resume la manera en qué se debe considerar la acción sísmica para evaluar el daño sísmico de estructuras cuando se usan métodos basados tanto en el espectro de capacidad como en el cálculo dinámico no lineal. Además, se propone un método original para seleccionar grupos de acelerogramas compatibles con una zona sísmica. Este método, además optimiza la selección, de forma que los registros seleccionados representan de manera adecuada la incertidumbre esperada en estos casos. Indirectamente el método produce que los parámetros de magnitud y distancia de los terremotos seleccionados suelen ser compatibles con las características de la zona sísmica compatible con el espectro de respuesta seleccionado. Finalmente

se trata el efecto de la direccionalidad y se aplica un método propuesto por Boore et al. (2006) para obviar el efecto de la orientación de los sensores de aceleración sobre la media geométrica. Se obtienen dos nuevas medidas para calcular la amenaza sísmica a partir de los espectros de los registros de una zona denominadas GMRotDpp y GMRotIpp.

En el tercer capítulo se explica cómo se puede calcular la capacidad de un edificio mediante un análisis estático no lineal incremental. Como resultado se obtiene una curva que relaciona el desplazamiento en el techo con el cortante en la base, denominada curva de capacidad. A partir de esta curva se han desarrollado algunos métodos para definir completamente la fragilidad de la estructura. Uno de estos métodos, tal como fue propuesto en el marco del proyecto europeo Risk-UE, se explica en este capítulo. Además se proponen unas ecuaciones que permiten automatizar el cálculo de los parámetros que definen las funciones log-normales que definen las curvas de fragilidad. Ello ha sido crucial para minimizar el tiempo de cálculo que comportan los análisis probabilistas usando el método de Monte Carlo. Vale la pena notar que se han conseguido incluso mejores ajustes que los propuestos en el marco del proyecto Risk-UE. Se usa como ejemplo de cálculo un edificio real el cual puede ser representado a partir de un modelo bidimensional debido a su simetría. Se comparan también las curvas de capacidad obtenidas siguiendo diferentes patrones y límites de carga buscando minimizar el número de procesos apuntando a optimizar el método probabilista. Finalmente, se muestra cómo se deben cruzar la capacidad y la demanda para obtener el daño esperado de una estructura.

El cuarto capítulo es también teórico y se dedica a describir el análisis dinámico no lineal, con especial énfasis en los algoritmos, procedimientos e índices de daño implementados en el programa Ruaumoko. Así, se explica cómo obtener curvas de daño. Inicialmente se describe la ecuación dinámica de equilibrio y se hace una breve explicación de los elementos que la constituyen así como de los métodos numéricos comúnmente empleados para resolverla. Se muestra cómo el cálculo dinámico puede ser el motor de una herramienta para evaluar el daño sísmico de estructuras denominada '*Análisis dinámico incremental*'. Esta herramienta, combinada con el cálculo del índice del

daño, permite obtener curvas de daño probabilistas las cuales pueden ser usadas para estimar el daño sísmico a nivel urbano. De nuevo se usa como ejemplo guía el mismo edificio usado en el capítulo 3 y se llevan a cabo algunos análisis dinámicos incrementales empezando a incluir la incertidumbre en el cálculo del daño sísmico.

El quinto capítulo de esta tesis es, junto con el capítulo 6, el más importante, ya que se dedican al desarrollo y aplicación del método probabilista y al análisis y aplicación de la direccionalidad. Así en el capítulo 1 se desarrolla una metodología probabilista para evaluar el daño sísmico de estructuras, basada en cálculo estático, que permite representar adecuadamente los resultados obtenidos con el cálculo dinámico. Inicialmente se explican las herramientas estadísticas que se utilizan en la tesis, principalmente el método de Monte Carlo. Se usa como caso de estudio un edificio real de forjados reticulares del que se disponen sus planos estructurales. Para considerar las incertidumbres asociadas a la resistencia de los materiales es necesario evaluar el grado de correlación que tiene la resistencia de los elementos estructurales como una función de la distancia entre uno y otro. Se evalúan los resultados obtenidos para 3 casos que se denominarán como: correlación nula, correlación absoluta y correlación parcial. La correlación parcial es una propuesta coherente e innovadora de esta tesis que permite incorporar al análisis probabilista la variabilidad espacial de la estructura. Su uso se recomienda y se adopta como aspecto complementario adecuado siempre que se vayan a considerar las incertidumbres asociadas a las propiedades de los materiales. Para considerar la acción sísmica como variable aleatoria se seleccionan acelerogramas compatibles con una zona sísmica del EC8 siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 2. Definidas la demanda y la capacidad como variables aleatorias se llevan a cabo una serie de análisis dinámicos incrementales los cuales, combinados con el cálculo de un índice de daño, permiten obtener curvas de daño probabilistas. A partir del cálculo estático no lineal se busca simular curvas de daño similares a las obtenidas con el cálculo dinámico. Por esta razón la capacidad y la demanda se obtienen ahora en términos de la curva de capacidad y de los espectros de respuesta de los acelerogramas usados en el cálculo dinámico. Se obtienen curvas de daño siguiendo la propuesta del método dado en Risk-UE (2004). Como es de esperarse las curvas de daño estáticas y dinámicas no se corresponden pues su significado es diferente. No obstante, se proponen unas modificaciones en el método

estático que permiten obtener curvas de daño compatibles con las curvas de daño obtenidas a partir del análisis dinámico incremental. Esto resulta de bastante interés y se considera una contribución relevante de esta tesis ya que de una manera simplificada se puede modelar adecuadamente, incluyendo probabilidades, resultados tan sofisticados como los obtenidos por medio del cálculo dinámico. A partir de la metodología simplificada propuesta se obtienen curvas de daño para edificios de la misma tipología, pero de distinta altura, para todas las zonas sísmicas propuestas por el EC8.

El capítulo sexto trata el efecto de la direccionalidad de los terremotos sobre el daño esperado en las estructuras. Se muestra cómo manejar este efecto y se analizan dos casos de estudio. El primero es el hospital de Vielha, cuya estructura es bastante asimétrica, no sólo en planta, sino también en elevación. Por esta razón se recomienda el uso de un modelo 3D ya que sería bastante complicado obtener una curva de capacidad confiable que permita incluir el efecto de las asimetrías. Sobre esta estructura se analiza el efecto de la direccionalidad para acciones sísmicas cuyo valor medio es compatible con el espectro de respuesta de la zona para un periodo de retorno de 475 años. Aunque la aplicación del método probabilista permite hallar las incertidumbres en la salida, su significado es pobre dado que en la elección de las acciones no se ha tenido en cuenta que cada una de las acciones representara bien el espectro objetivo. Así el análisis se efectúa también para una selección de acciones sísmicas, dos componentes horizontales, cuidando también, no solo que el valor medio de los espectros represente bien el espectro objetivo, sino minimizando también la dispersión. Con todo, se concluye que la incertidumbre introducida por la acción sísmica, es dominante comparada con las incertidumbres introducida por la variabilidad de las propiedades resistentes de los materiales. En el segundo caso se modela numéricamente el daño sísmico ocurrido en un grupo de estructuras afectadas por el terremoto de mayo de 2011 ocurrido en Lorca. La acción sísmica se considera determinista y se consideran las incertidumbres asociadas a las propiedades resistentes de los materiales y al efecto de la direccionalidad. La acción sísmica se define mediante las dos componentes horizontales de aceleración registradas en la ciudad. Como resultado principal se destaca que el daño observado y el calculado son compatibles lo que, en cierto modo, valida la metodología propuesta en esta tesis para evaluar el daño sísmico de estructuras con un enfoque probabilista.

2. DEMANDA SÍSMICA

2.1 Introducción

Existen diversas maneras de considerar la amenaza sísmica de una zona; desde metodologías que tienen su base en la intensidad macrosísmica, pasando por espectros de respuesta propuestos en normativas de diseño, hasta la caracterización por medio de acelerogramas reales. En algunos países, la amenaza sísmica se ha considerado a partir de estudios realizados en otros lugares, relacionando las condiciones en las que se hizo el estudio inicial con las condiciones propias de la zona. Esta forma de proceder puede no ser muy acertada como muestra Bermúdez (2010), ya que si se comparan los espectros de respuesta de los sismos que ocurren en la zona con el espectro que proporciona la norma, los resultados pueden mostrar diferencias significativas. Es mejor práctica realizar estudios de microzonificación para la zona estudiada y proponer los modelos adecuados (Hurtado 1999). Por otra parte, para evaluar el daño sísmico esperado en una estructura usando la metodología basada en el espectro de capacidad, es necesario calcular la demanda sísmica en términos del espectro de respuesta elástica. Si, además, se quiere evaluar el daño sísmico usando el análisis dinámico no lineal, es necesario disponer de acelerogramas, que pueden ser sintéticos, reales o mixtos. Por tanto, en esta tesis, la acción sísmica se considera de dos maneras, la primera en términos del espectro de respuesta elástica en aceleración con 5% de amortiguamiento y la segunda en términos de acelerogramas reales. Este capítulo se dedica a la acción sísmica y en él se revisan y se describen las diferentes formas en qué es considerada en ingeniería sísmica. En referencia a las componentes de la aceleración, los acelerógrafos modernos suelen registrar dos componentes horizontales, N-S y E-W, o Longitudinal y Transversal en estructuras de línea como por ejemplo en puentes; con todo, en problemas de ingeniería sísmica, el efecto de la componente vertical en la respuesta estructural no se considera ya que éste no es significativo (Beyer y Bommer 2006). En consecuencia, en este trabajo sólo se usan las componentes horizontales, si bien se efectúa un análisis detallado de la influencia que la orientación de las componentes horizontales normales tienen sobre su media geométrica. Vale la pena destacar también que para la selección de acelerogra-

mas reales compatibles con espectros de respuesta a partir de bases de datos de aceleración, se propone una técnica original que, dado un espectro de respuesta y una base de datos, permite determinar el número óptimo de acelerogramas de la base de datos cuyos espectros de respuesta son compatibles con el espectro de respuesta dado. Así, al finalizar este capítulo los temas relacionados con la definición de la acción sísmica habrán quedado orientados para su uso en los sucesivos capítulos. Tras esta breve introducción, se dedican dos secciones a la definición mediante espectros de respuesta y mediante acelerogramas. La sección 2.4 se dedica a proponer una técnica nueva que permite obtener el número óptimo de acelerogramas que puede usarse de una base de datos de aceleración dada de forma que sean compatibles con un espectro de respuesta predefinido. La sección 2.5 discute y analiza el problema de la direccionalidad entendido como la influencia que el ángulo de rotación de las componentes horizontales ortogonales tiene en su media geométrica. Una última sección (sección 2.6) resume y discute los principales aspectos de este capítulo en relación con los objetivos y contenidos de la tesis. A lo largo de este capítulo se usa un acelerograma producido por el terremoto de Lorca de Mayo de 2011 como ejemplo guía de aplicación.

2.2 Espectros de respuesta

2.2.1 Concepto y definición

La ecuación de equilibrio para un sistema de vibración de un grado de libertad viene dada por la ecuación 2-1:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad 2-1$$

donde u representa el desplazamiento relativo, m la masa, c el amortiguamiento, k la rigidez y $f(t)$ es la fuerza externa que actúa sobre el sistema. En el caso sísmico $f(t)$ depende de la aceleración en el suelo $\ddot{u}_g(t)$ debida a un terremoto y por tanto puede ser reemplazada por $m\ddot{u}_g(t)$. La ecuación 2-1 puede formularse también de la siguiente manera:

$$\ddot{u} + 2\omega\xi\dot{u} + \omega^2u = \ddot{u}_g(t)$$

2-2

donde ω es la frecuencia angular y ξ es la fracción del amortiguamiento crítico, c_c , que viene dado por $c_c = 2m\omega$. La Figura 2-1 muestra un esquema de un sistema de vibración de un grado de libertad.

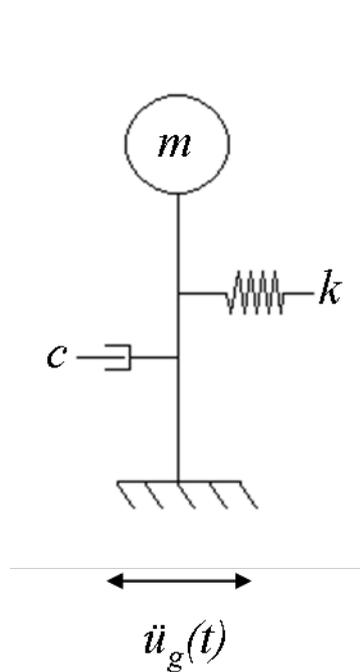


Figura 2-1 representación gráfica de un sistema de vibración de un grado de libertad.

En mediciones experimentales se han identificado valores de ξ entre 0.02 y 0.2 para los edificios típicos. Como puede verse, la solución de la ecuación 2-2 depende de ω , ξ y $\ddot{u}_g(t)$. Por otra parte, la frecuencia angular o pulsación ω se relaciona con el periodo T por medio de la siguiente ecuación:

$$\omega = 2\pi/T$$

2-3

Por tanto si se tiene un registro de aceleraciones del suelo, $\ddot{u}_g(t)$, y se resuelve la ecuación 2-2 para un periodo T y un amortiguamiento ξ se puede obtener una respuesta temporal de aceleraciones, velocidades y desplazamientos del sistema. Ahora, si la

ecuación 2-2 se resuelve para n periodos $T = [T_1, T_2, \dots, T_n]$ y estos se relacionan con el máximo absoluto de cualquiera de las respuestas temporales mencionadas, el resultado es un espectro de respuesta elástica. Los acelerogramas de las componentes N-S y E-W del terremoto de Lorca ocurrido en Mayo de 2011 se usan aquí para ilustrar estos conceptos. La Figura 2-2 muestra los dos acelerogramas y la Figura 2-3, muestra los espectros de respuesta para diferentes amortiguamientos. Para su cálculo se han usado n periodos, entre $T_1 = 0.01$ s y $T_n = 4$ s con incrementos de 0.01 y N amortiguamientos, entre $\xi_1 = 0$ y $\xi_N = 0.2$ con incrementos de 0.05.

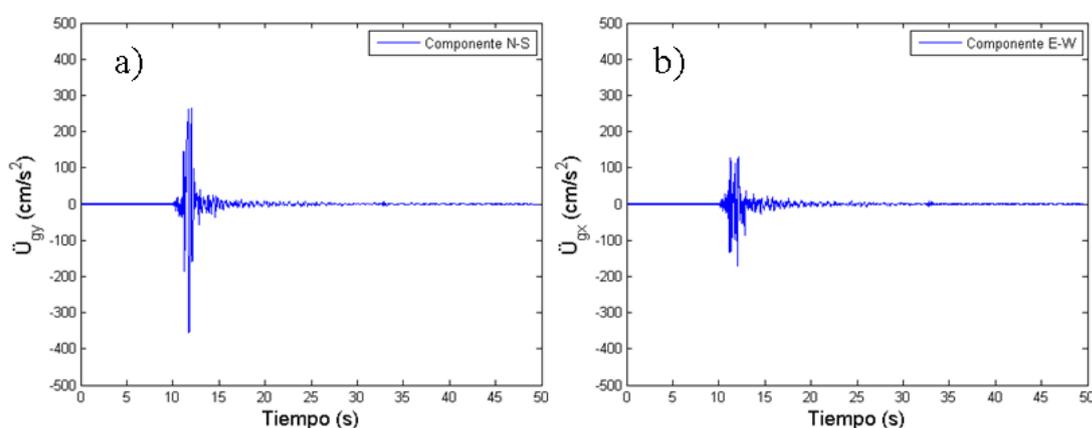


Figura 2-2 Registros de aceleración de las componentes N-S y E-W del sismo de Lorca.

Suponiendo que se quiere evaluar el daño que ocurre en una estructura ubicada en Lorca, dependiendo de su grado de simetría se puede hacer un modelo en 2D. Por tanto sólo se necesita una componente de aceleración, si se desconoce la dirección del terremoto lo mejor es usar la componente máxima. Si la asimetría es elevada conviene usar un modelo 3D y lo recomendado sería usar las dos componentes horizontales de la aceleración. Cabe destacar que un modelo 3D permite medir el efecto de la direccionalidad del terremoto. Para definir el espectro a partir de las dos componentes de aceleración es práctica común calcular la media geométrica de ambas. La Figura 2-4 muestra el espectro obtenido usando la media geométrica de los acelerogramas del sismo de Lorca para los mismos periodos y amortiguamientos usados para calcular los espectros de la Figura 2-3.

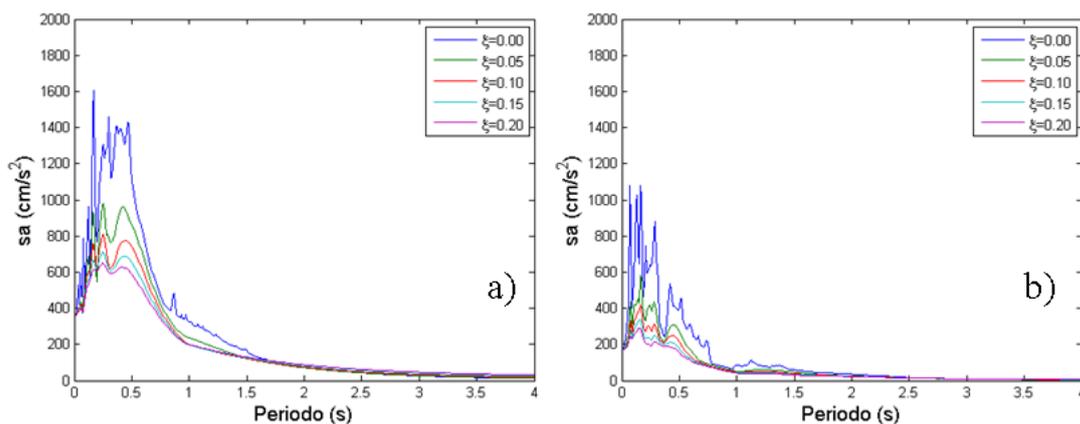


Figura 2-3 a) Espectros de respuesta para las componentes N-S y b) E-W del sismo de Lorca variando el amortiguamiento.

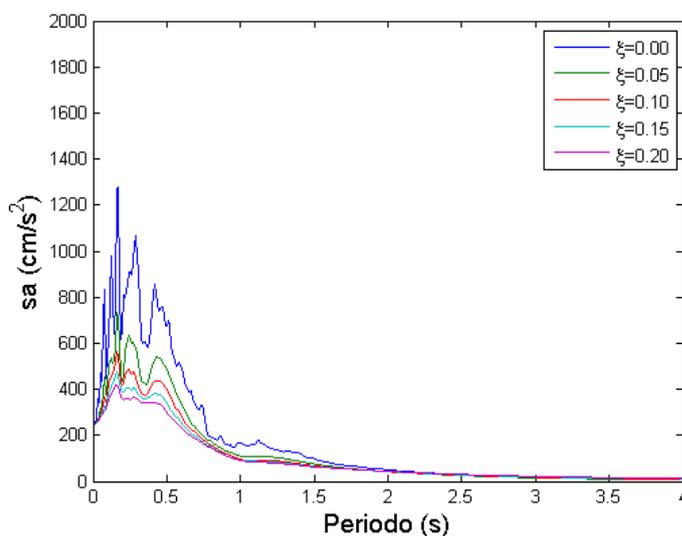


Figura 2-4 Espectros de respuesta para la media geométrica de los acelerogramas N-S y E-W del terremoto de Lorca.

2.2.2 Espectros de diseño

La mayoría de los países, donde la peligrosidad sísmica es significativa, tienen normas de diseño sismo-resistente de obligado cumplimiento. En estas disposiciones se proponen los espectros de diseño en el formato de espectros de respuesta con 5% de amortiguamiento. Así, en España rige la NCSE-02 y en los países de la unión Europea se recomienda el uso del EUROCODIGO 8 (EC8 2004) En general los espectros de diseño se proponen mediante funciones sencillas analíticas considerando los tramos de acelera-

ción constante, velocidad constante y desplazamiento constante. En el EC8, los espectros de respuesta de las componentes horizontales de la acción sísmica, se definen por medio de las siguientes expresiones:

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

donde $sa(T)$ es el espectro de respuesta elástica como función del periodo, T es el periodo de vibración de un sistema lineal de un grado de libertad, a_g es la aceleración de diseño en el suelo para un suelo tipo A (Roca), T_B es el límite inferior del periodo en el tramo de aceleración constante, T_C es el límite superior del periodo en el tramo de aceleración constante y el inicio del tramo de velocidad constante, T_D es el periodo que define el final del tramo de velocidad constante y el comienzo de la respuesta de desplazamiento constante, S es un factor de suelo, que tiene en cuenta la respuesta de suelos blandos, y η es el factor de corrección del amortiguamiento; $\eta = 1$ para 5% de amortiguamiento (EC8). En el EC8 se proponen dos tipos de espectros que se diferencian por la magnitud M_s . Concretamente, el EC8 recomienda usar los espectros tipo 1 si la M_s es mayor a 5.5, de lo contrario se recomienda usar los espectros tipo 2.

Este hecho es interesante ya que permite calificar de una mejor manera las zonas con peligrosidad sísmica entre moderada y baja. Los valores numéricos de los parámetros de la ecuación 2-4 para los espectros tipo 1 y tipo 2 se muestran en la Tabla 2-1 y en la Tabla 2-2 respectivamente.

Tabla 2-1 Parámetros de los espectros de respuesta del EC8 tipo 1.

Tipo de suelo	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1	0.15	0.4	2
B	1.2	0.15	0.5	2
C	1.15	0.2	0.6	2
D	1.35	0.2	0.8	2
E	1.4	0.15	0.5	2

Tabla 2-2 Parámetros de los espectros de respuesta del EC8 tipo 2.

Tipo de suelo	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.1	0.25	1.2
D	1.8	0.1	0.3	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2

2.2.3 Representación $sa-sd$

Los espectros de respuesta elástica en aceleración, para un amortiguamiento dado, relacionan la aceleración espectral sa con el período T para un sistema con un grado de libertad. Mahaney et al. (1993) proponen transformar el espectro de respuesta elástica desde el formato $sa-T$ a un formato $sa-sd$ aprovechando el hecho que los espectros de respuesta correspondientes a amortiguamientos pequeños se aproximan mediante los pseudo-espectros. Debido a que en los edificios el amortiguamiento se halla entre el 5% y el 20% del amortiguamiento crítico, se habla de forma indistinta de espectros y de pseudo-espectros dándose por cierta la siguiente relación aproximada que es estrictamente válida sólo para pseudo-espectros.

$$sd(\omega) = \frac{1}{\omega} sv(\omega) = \frac{1}{\omega^2} sa(\omega) \quad 2-5$$

en donde ω es la frecuencia angular. sd , sv y sa son los espectros de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente.

La ecuación 2-5 fundamenta dos representaciones ampliamente utilizadas en ingeniería sísmica. La primera es la representación trilogarítmica del espectro de respuesta de velocidad que permite leer en un solo gráfico las tres componentes espectrales para cada

período. La segunda es la representación *sa-sd* que representa la respuesta espectral de aceleración en las ordenadas y la respuesta espectral de desplazamiento en abscisas. A partir de las ecuaciones 2-3 y 2-5 se obtiene la siguiente expresión:

$$sd_i = \frac{T_i^2 sa_i}{4\pi^2} \quad 2-6$$

En la Figura 2-5 se muestran los espectros tipo 1 y 2 del EC8 para todos los tipos de suelo, además se muestra la representación en formato *sa-sd*. Esta última representación, posteriormente será usada para obtener el desplazamiento esperado en una estructura y constituir el método del espectro de capacidad.

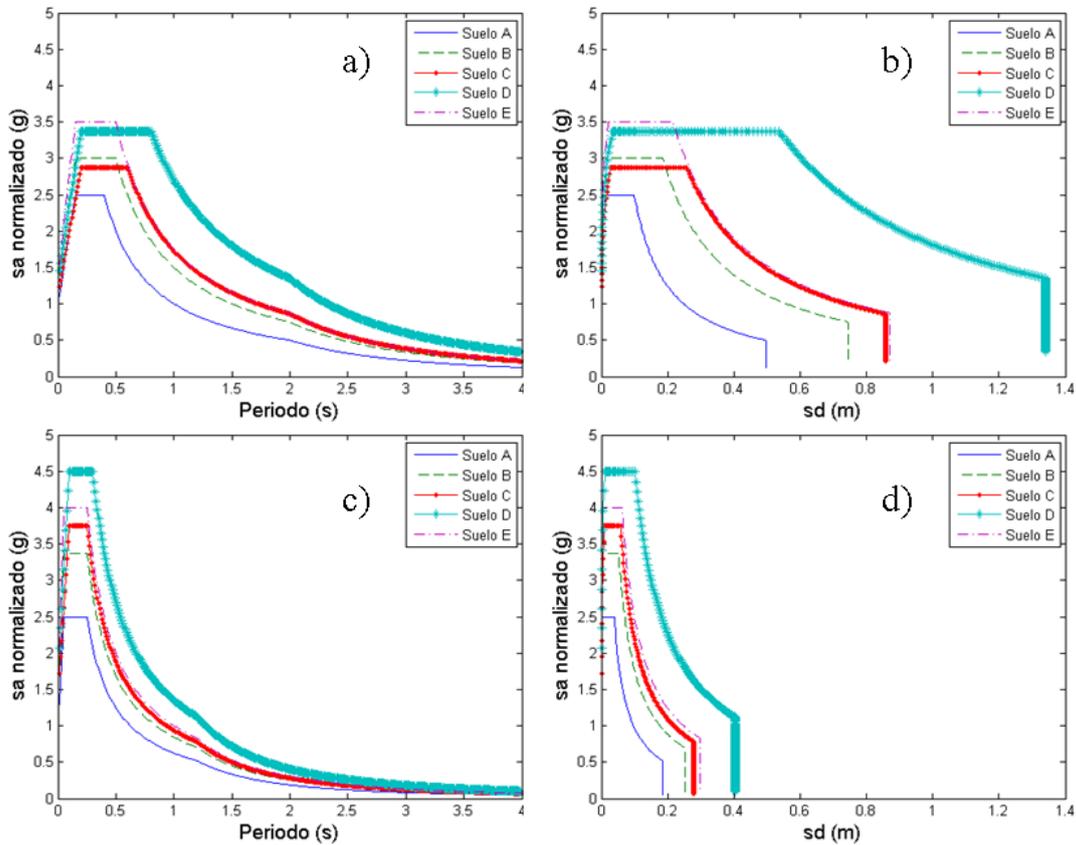


Figura 2-5 Espectros de respuesta elástica, 5% amortiguada, del EC8 en formato *sa-T* y *sa-sd*.

2.3 Acelerogramas

Para evaluar el daño sísmico mediante cálculo dinámico no lineal, es necesario caracterizar la acción sísmica mediante acelerogramas. Es necesario también que estos acelerogramas representen bien la zona donde se hallan los edificios o estructuras objeto de

estudio. Es decir, los espectros de los acelerogramas deben ser compatibles con el espectro de respuesta de la zona. Esta compatibilidad suele garantizar la consistencia de otras condiciones, como por ejemplo, el tamaño y distancia del terremoto o el tipo de suelo pero, en casos especiales, puede ser conveniente exigir otras condiciones, como por ejemplo, el tipo de fuente sísmica. Cuando se buscan acelerogramas para una zona específica se pueden dar varios casos: 1) no se dispone de información sobre los terremotos ni una base de datos de aceleración con registros compatibles con la zona; en este caso se hace imprescindible recurrir a acelerogramas sintéticos; 2) se dispone de una buena base de datos de acelerogramas con acelerogramas cuyos espectros de respuesta son compatibles con los previstos o establecidos para la zona de estudio; 3) se dispone de acelerogramas de la zona pero su espectro de respuesta no cubre de forma adecuada todos los rangos frecuenciales de interés; en este caso se puede recurrir al escalado por bandas obteniendo los que llamamos *acelerogramas híbridos*. Esta sección se dedica al problema de la definición de la acción y, más concretamente, a discutir las tres alternativas propuestas: acelerogramas sintéticos, acelerogramas reales y acelerogramas híbridos. Además, al final del capítulo se propone un método original para optimizar la selección de acelerogramas a partir de un espectro de respuesta y una base de datos de aceleración.

2.3.1 Acelerogramas sintéticos

En este apartado se expone un método para generar acelerogramas sintéticos cuyo espectro sea compatible con un espectro dado. Este método se basa en el hecho que cualquier función periódica puede ser expandida como una suma de funciones sinusoidales (Gasparini y Vanmarcke 1976) como se muestra en la ecuación 2-7

$$y(t) = \sum_n A_n \text{sen}(\omega_n t + \phi_n) \quad 2-7$$

donde $y(t)$ es la función que se quiere representar, A_n , ω_n y ϕ_n son la amplitud, la frecuencia y el ángulo de fase de la función sinusoidal n , respectivamente. Las amplitudes A_n están relacionadas con la función de densidad espectral como se muestra en la ecuación 2-8:

$$G(\omega_n)\Delta\omega = \frac{A_n^2}{2} \quad 2-8$$

donde $G(\omega_n)\Delta\omega$ puede ser interpretada como la contribución a la potencia total del movimiento del senoide con frecuencia ω_n . Si el número de sinusoides considerado tiende a infinito, la potencia total tiende a ser el área debajo de la curva continua $G(\omega)$. La potencia del movimiento obtenido usando la ecuación 2-7 es independiente del tiempo. Por otra parte, para simular el carácter transitorio de un terremoto se multiplica la función $y(t)$ por una función envolvente $I(t)$, quedando (ec. 2-9).

$$z(t) = I(t)\sum_n A_n \text{sen}(\omega_n t + \phi_n) \quad 2-9$$

El acelerograma obtenido con este procedimiento es estacionario en contenido frecuencial con un pico de aceleración muy parecido al pico objetivo. La duración de la señal generada puede ser cualquiera y, habitualmente, en los programas de generación de acelerogramas, es una variable de entrada. Dependiendo de la distancia a la que se encuentra la fuente sísmica se debe calcular la duración de la señal. La duración de la fase fuerte de un acelerograma suele definirse como el intervalo de tiempo entre el 5 y el 95% de la intensidad de Arias (Arias, 1970). Un estudio detallado sobre la influencia de la duración de la fase fuerte sobre el daño estructural se muestra en Hancock y Bommer (2006). Por otra parte, diversas funciones envolventes han sido propuestas en la literatura. Se destacan la envolvente constante, la trapezoidal de Hou (1968), la exponencial de Liu (1969) y la compuesta de Jennings (1968). Todas estas se muestran en la Figura 2-6. Cabe destacar que para la envolvente exponencial de Liu (1969) se puede imponer la condición que el máximo sea 1. Lo cual es conveniente pues permite ajustar el PGA del terremoto al valor que se quiera. La envolvente exponencial de Liu viene dada por

$$I(t) = A(e^{-\alpha t} - e^{-\beta t}) \quad 2-10$$

en donde A , α y β son parámetros que se pueden ajustar según las características del terremoto que se quiera modelar. Para que el máximo de la envolvente exponencial de Liu sea 1 el parámetro A debe calcularse como se muestra en la ecuación 2-11

$$A = \frac{1}{\left[e^{\left(\frac{\ln \alpha - \ln \beta}{\beta - \alpha} \right)} \right]^\alpha - \left[e^{\left(\frac{\ln \alpha - \ln \beta}{\beta - \alpha} \right)} \right]^\beta} \quad 2-11$$

El tiempo al cual ocurre este valor máximo viene dado por la ecuación 2-12

$$t = \frac{\ln \beta - \ln \alpha}{\beta - \alpha} \quad 2-12$$

Ajustando los parámetros de cualquiera de las envolventes mostradas en la Figura 2-6 es posible obtener acelerogramas sintéticos cuyo espectro sea compatible con un espectro dado. Sin embargo, a pesar de tener espectros similares, los acelerogramas sintéticos no dejan de ser una aproximación al fenómeno.

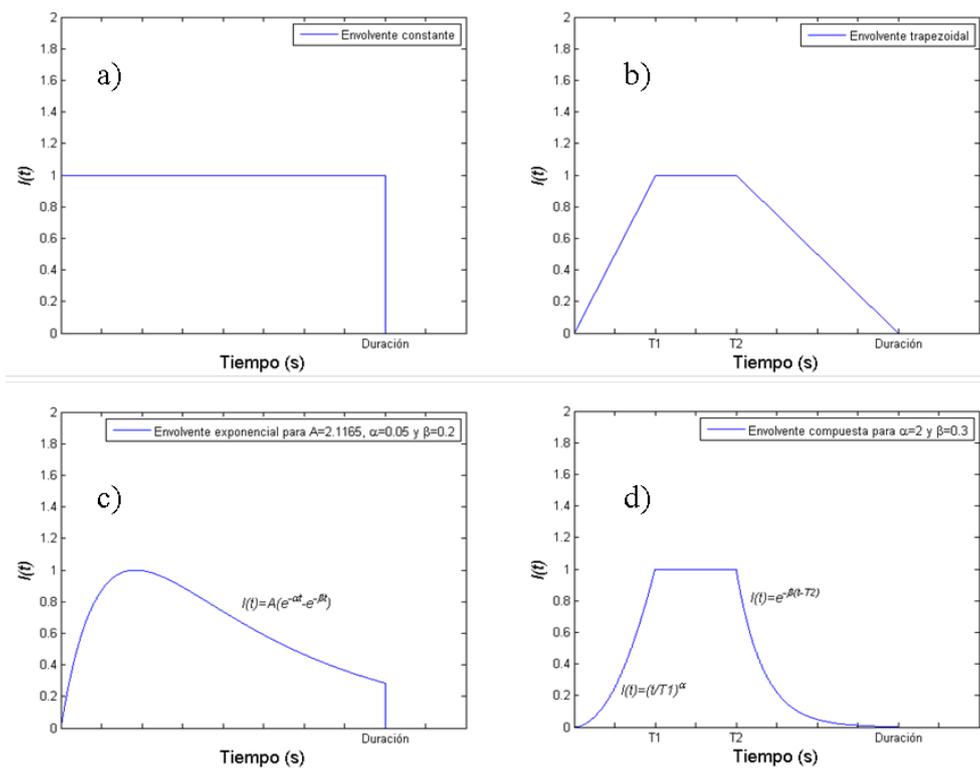


Figura 2-6 Envolventes comúnmente usadas para acelerogramas sintéticos. a) Envolvente constante; b) Envolvente trapezoidal de Hou; c) Envolvente exponencial de Liu; d) Envolvente compuesta de Jennings.

En la Figura 2-7 se muestran dos acelerogramas simulados cuyos espectros son compatibles con el espectro de la componente E-W del terremoto de Lorca. Puede verse

el buen acuerdo entre los espectros de los acelerogramas simulados así como su buena calidad. El primer acelerograma ha sido simulado considerando una duración de 30s y el segundo una duración de 5s. En el primer caso, se ha usado la envolvente trapezoidal haciendo que los límites inferior y superior de la meseta sean $T1=5s$ y $T2=15s$, respectivamente. En el segundo caso se ha usado la envolvente trapezoidal haciendo que los límites inferior y superior de la meseta sean $T1=1s$ y $T2=3s$, respectivamente. A pesar de tener espectros de respuesta similares y compatibles con el espectro objetivo, las historias temporales son significativamente distintas. Consecuentemente hay que ser cautos cuando se usen acelerogramas sintéticos, ya que, como se verá más adelante, el daño sísmico en una estructura no sólo depende de su respuesta estructural máxima sino también de la duración del terremoto.

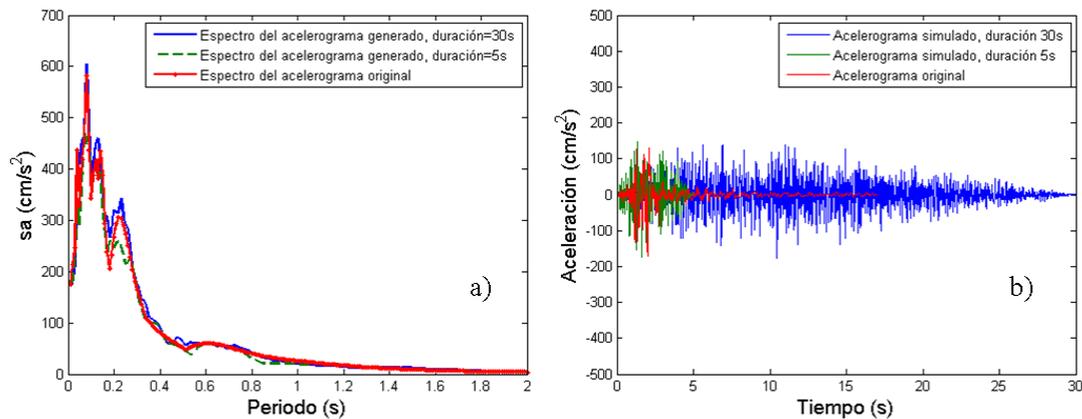


Figura 2-7 a) Espectro del acelerograma real y espectro del acelerograma simulado de la componente E-W del terremoto de Lorca y b) acelerograma real y acelerogramas simulados.

2.3.2 Acelerogramas reales

El uso preferente de acelerogramas sintéticos o reales es objeto de discusión. En principio, los acelerogramas artificiales permiten obtener mejores ajustes entre su espectro de respuesta y el espectro objetivo, puesto que han sido diseñados y construidos con este fin. La elección no es trivial y depende del objetivo del estudio. Para análisis de daño suele recomendarse el uso de acelerogramas reales, preferentemente registrados en el lugar de estudio. Actualmente, es cada vez más frecuente que los países, incluyendo aquellos donde el peligro sísmico es entre moderado y bajo, dispongan de su propia red de acelerómetros. España es uno de estos países. De estas mediciones, se obtienen bases

de datos de acelerogramas que contribuyen al análisis fino del peligro sísmico de la zona en cuestión. La compilación de estas bases de datos locales y regionales, contribuyen a la construcción de bases de datos a nivel continental, (Ambraseys et al. 2002; Ambraseys et al. 2004), e incluso a la construcción de catálogos a nivel global (Benz 2000). Muchos de estos catálogos sísmicos se encuentran disponibles en la web y son de libre acceso. Limitando las coordenadas de una zona, permiten obtener una lista de los terremotos registrados, así como la información de sus parámetros focales e incluso las características geológicas del lugar donde se ha registrado. No obstante, los espectros de los acelerogramas obtenidos para una zona, pueden no ajustar en todo el rango de frecuencias al espectro dado por la norma de diseño sismo-resistente. Esto se debe a que la definición de los mapas de amenaza sísmica de una zona, habitualmente consideran la influencia de todas las fuentes sísmicas, teniendo en cuenta terremotos históricos de los cuales no se tiene registro de aceleración. A partir de estos datos, y de modelos del movimiento fuerte, se construyen mapas de amenaza sísmica considerando la probabilidad de que ocurra un terremoto de ciertas características en un determinado tiempo y esto puede conllevar a que el espectro obtenido sea la envolvente de los diferentes espectros modelados u observados. Existen programas que facilitan el cálculo de la amenaza sísmica de una zona a partir de las características de los terremotos ocurridos, de la geología, de la atenuación, de la incertidumbre asociada a las mediciones entre otros aspectos. Un ejemplo es el programa CRISIS 2007 desarrollado en la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) por Ordaz et al. (2007) el cual ha sido modificado para considerar la incertidumbre en las variables implicadas, (Aguilar 2011). Así pues, en determinados casos, puede ser conveniente o necesario seleccionar acelerogramas de otras zonas cuyos espectros de respuesta ajusten mejor el espectro de respuesta de la zona. En esta tesis, se ha desarrollado una metodología nueva que permite obtener el número óptimo de acelerogramas, cuyo espectro individual y medio es compatible con un espectro dado. Si se dispone de una base de datos suficientemente grande, el número de terremotos obtenido con la metodología que se propone, puede incluso exceder el número de terremotos recomendado habitualmente por las normas sismo-resistentes y, por tanto, se puede incluso seleccionar aquellos terremotos que individualmente representan mejor las características de las fuentes sísmicas que afectan la zona de estudio,

cuando éstas son conocidas. Este método se describe con detalle en la sección 3 de este capítulo.

2.3.3 Acelerogramas híbridos

En problemas de diseño, las normas sísmicas suelen permitir técnicas de análisis estructural con un cierto margen de libertad para el analista pero imponiendo determinadas condiciones. Una de estas condiciones es que, en el caso del uso de acelerogramas, los niveles de aceleración espectral en una banda frecuencial en torno al periodo propio del edificio no debe ser inferior, por ejemplo al 85% del valor del espectro prescrito. Por otra parte en determinadas ciudades, el código puede recomendar el uso de acelerogramas procedentes de sismos registrados en la misma o procedentes de estudios específicos de microzonificación sísmica de la ciudad. En este caso el analista puede hallarse ante el compromiso que un escalado que cumpla el requisito en la banda deseada, tenga unos niveles de aceleración espectral exagerados e impropios en otras bandas. Se describe a continuación el método propuesto por Bermúdez (Bermúdez 2010) que permite compatibilizar de forma adecuada ambas condiciones.

Sea $a(t)$ el acelerograma en el dominio del tiempo, $A(\omega)$ su espectro de amplitudes de Fourier y $R(\omega)$ su espectro de respuesta de aceleración. El método consiste en definir un nuevo acelerograma $\gamma(t)$ como se indica en la ecuación 2-13:

$$\gamma(t) = \sum_{j=1}^k C_j F_j(t) \quad 2-13$$

donde C_j son coeficientes o factores de escala y $F_j(t)$ son los acelerogramas que resultan de aplicar un filtro definido por el operador Ψ a la señal $a(t)$ como se muestra en la siguiente ecuación:

$$F_j(t) = \Psi_{(f_{j-1}, f_j, norden)}[a(t)] \quad 2-14$$

Para $j=1$, $f_0=f_{j-1}$ es la frecuencia nula y el filtro es un filtro pasa-bajas. Para $j=k$, f_k corresponde a la frecuencia infinita por lo que el filtro es un filtro pasa-altas. Para valores intermedios de j el filtro es pasa-banda. En este trabajo se usa un filtro Butterworth

(Butterworth 1930) siendo *norden*, de la ecuación 2-14, el número de orden del filtro. Las frecuencias y los coeficientes C_j de la ecuación 2-13 se eligen de forma que se cumplan las condiciones de escalado que se requiera. Así pues, si $\Gamma(\omega)$ es el espectro de respuesta de $\gamma(t)$, lo que se busca es que se cumplan ciertas condiciones que son función de $D(\omega)$ y $\Gamma(\omega)$. Un sencillo ejemplo de este tipo de condiciones podría ser:

$$\lambda_1 D(\omega) \leq \Gamma(\omega) \leq \lambda_2 D(\omega), \quad \omega_1 \leq \omega \leq \omega_2 \quad 2-15$$

donde $D(\omega)$ es el espectro objetivo, ω_1 y ω_2 son las frecuencias angulares asociadas a los intervalos de periodo en los que se quiere ajustar el espectro, λ_1 y λ_2 son escalares que se usan para definir los límites inferior y superior de $\Gamma(\omega)$, respectivamente. Un ejemplo en el que sea útil este procedimiento se muestra a continuación. Se supone que se necesita llevar a cabo un análisis dinámico no lineal para dos estructuras cuyos periodos fundamentales de vibración son 0.5 s y 1 s, las cuales están ubicadas en un lugar cuya amenaza sísmica, de acuerdo al EC8, está definida por el espectro tipo 1 y suelo tipo C. Entre los datos disponibles se cuenta con la componente N-S del sismo de Lorca cuyo espectro, como puede verse en la Figura 2-8, difiere considerablemente del espectro escogido. Existen distintos procesos de escalado de señales para llevar a cabo un análisis dinámico no lineal (Hancock et al. 2008). Uno de estos consiste en escalar el acelerograma de tal manera que la componente $sa(T_1)$ de su espectro de respuesta coincida con la del espectro objetivo, en donde T_1 es el periodo de vibración fundamental del edificio. Siguiendo este procedimiento, en la Figura 2-8 se muestran los espectros escalados de tal manera que para los periodos 0.5 s y 1 s las ordenadas espectrales del espectro del registro y del espectro del EC8 (espectro objetivo) coincidan. No obstante, cuando se lleva a cabo un análisis dinámico no lineal, hay que considerar que en la respuesta no solo influye el modo fundamental sino también los modos superiores. Esto sugiere que debe ponerse atención al escalado considerando periodos inferiores al fundamental. Además, cuando la estructura empieza a dañarse, el periodo de vibración tiende a ser mayor, por tanto, periodos superiores al fundamental deben ser considerados también en el escalado. Dado un periodo T_1 , el EC8 establece que los periodos de vibración contenidos en el intervalo $0.2T_1$ y $2T_1$ influyen en la respuesta y por tanto de-

ben ser considerados en el escalado. En este intervalo los códigos de diseño controlan el límite inferior λ_1 . Pero, por criterios económicos es conveniente que el diseñador o el evaluador controlen también el límite superior λ_2 . Es en este tipo de problemas el método de escalado por bandas cobra importancia ya que permite ajustar por intervalos de periodo el espectro de un registro. En este ejemplo se supone que $\lambda_1 = 0.8$ y que $\lambda_2 = 1.2$. El intervalo de periodos en el que se hace el escalado por bandas va desde 0 s hasta 4 s. La Figura 2-9 muestra el espectro objetivo, los límites inferior y superior, el espectro del acelerograma original y el espectro del acelerograma una vez escalado por bandas. Cabe destacar que el escalado por bandas se ha hecho para un intervalo de periodos superior al que se debería considerar si se hubiera tenido en cuenta que los periodos de vibración de las estructuras implicadas en el análisis son 0.5s y 1s. No obstante, con el fin de mostrar la generalidad del método, se ha extendido al intervalo comprendido entre 0 s y 4 s. Es importante mencionar que los espectros de diseño definidos por la función $D(\omega)$ son suavizados y se representan por funciones analíticas sencillas, pero las funciones $a(t)$, $A(\omega)$, $R(\omega)$ y $\Gamma(\omega)$ no suelen conocerse de forma analítica, sino sólo en formato digital, es decir, mediante un número finito de muestras. Por este motivo, la elección de las bandas frecuenciales y de los factores de amplificación no es trivial. Dependiendo de las características del problema a tratar, pueden diseñarse algoritmos que permitan automatizar el proceso pero en el ejemplo de aplicación presentado se ha procedido por inspección y comparación entre el espectro de respuesta de diseño $D(\omega)$ y los espectros $R(\omega)$ y $\Gamma(\omega)$, eligiendo así las frecuencias de filtrado y los coeficientes o factores de amplificación. En la Tabla 2-3 se muestran las bandas de periodos seleccionadas para hacer el escalado así como los coeficientes C_j empleados.

Tabla 2-3 Intervalos y coeficientes de amplificación usados en el escalado por bandas.

Intervalo de periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Coficiente C_j
0-0.26	∞ -24.16	1.1
0.26-0.67	24.16-9.37	0.58
0.67-1	9.37-6.28	1.05
1-2	6.28-3.14	3.2
2-2.5	3.14-2.51	4
2.5-3	2.51-2.09	6
3- ∞	2.09-0	8

En la Figura 2-10a se muestra el registro original y en la Figura 2-10b se muestra el registro escalado por bandas.

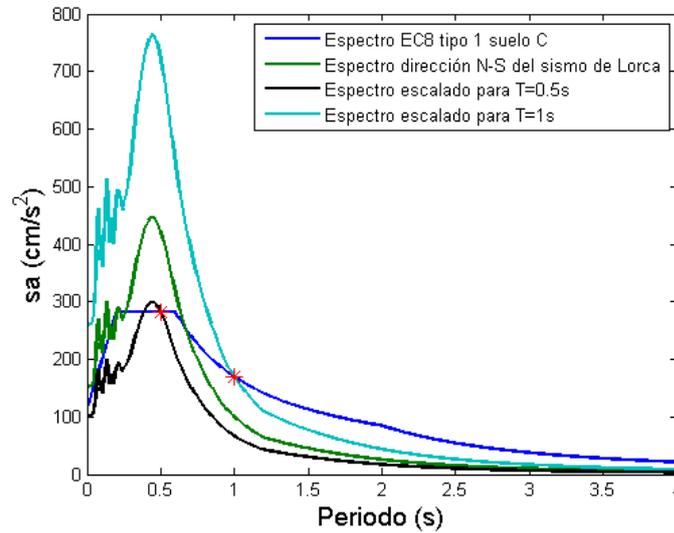


Figura 2-8 Espectro de la componente E-W del sismo de Lorca original y escalado para coincidir con las aceleraciones espectrales en los periodos 0.5 s y 1 s del espectro del EC8 tipo 1 suelo C.

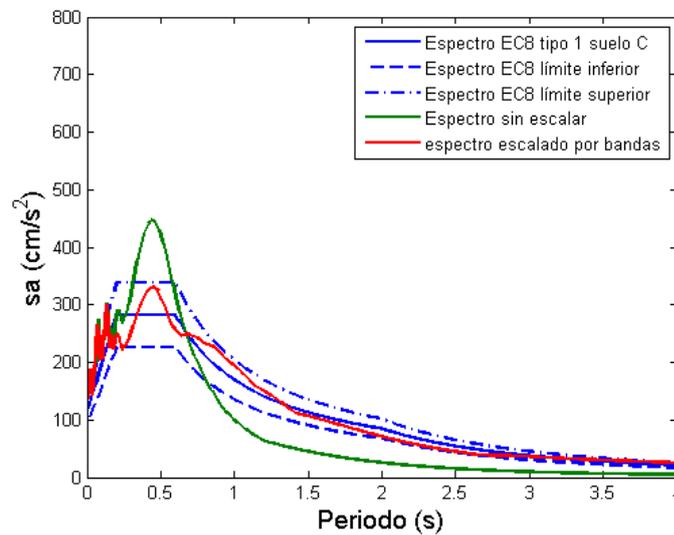


Figura 2-9 Espectro de la componente N-S del sismo de Lorca original y escalado por bandas para que cumpla la condición impuesta por la ecuación 2-15.

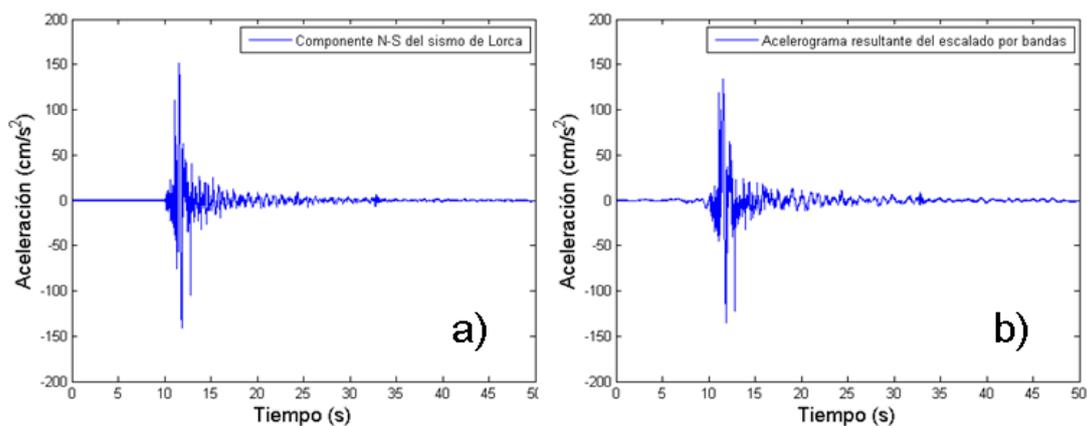


Figura 2-10 Componente N-S del registro de Lorca y b) acelerograma obtenido después de usar el método del escalado inteligente o por bandas.

2.4 Espectros compatibles y bases de datos

Se propone aquí una técnica nueva que permite estimar el número óptimo de acelerogramas que pueden extraerse de una base de datos de forma que los espectros de respuesta sean compatibles con un espectro de respuesta dado. Como ejemplo y caso de estudio se usa la base de datos Europea publicada por Ambraseys et al. (2004) la cual cuenta con más de 1000 acelerogramas registrados en Europa y que, en la mayoría de los casos, cuenta con las tres componentes, es decir, dos componentes horizontales y una componente vertical. El objetivo es que los espectros de los acelerogramas obtenidos sean compatibles con un espectro dado el cual viene definido, en este caso, por la normativa de diseño sismo-resistente del lugar. Más concretamente, se buscan acelerogramas cuyos espectros sean compatibles con las formas espectrales propuestas en el eurocódigo EC8.

2.4.1 La base de datos.

La *European strong motion database*,² recoge más de 2000 acelerogramas registrados en Europa. Esta base de datos se ha escogido para ilustrar la técnica de selección de

² http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm (último acceso: 21/05/2013).

acelerogramas compatibles. Como la técnica requiere obtener el espectro de respuesta de todos los acelerogramas de la base de datos para las dos componentes horizontales, eventualmente puede efectuarse una reducción del número de acelerogramas a ensayar a partir de la magnitud, distancia y tipo de suelo, cuando esta información está disponible. En este estudio se han analizado más de 1000 acelerogramas, la Figura 2-11 muestra sus espectros. En esta figura, la dirección X corresponde a la componente E-W y la dirección Y a la N-S.

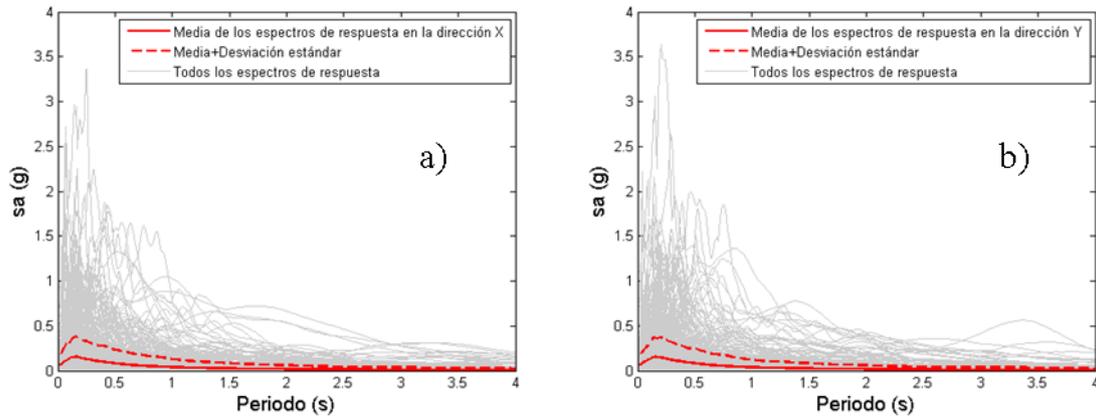


Figura 2-11 Espectros de respuesta de las componentes horizontales de aceleración de los sismos de la base de datos de Ambraseys et al. (2004).

Se observa una dispersión importante entre los espectros en ambas componentes. Si se hace estadística con los valores del PGA de las dos componentes horizontales, se tiene que el valor medio, μ_{PGA} , es 0.0848 g y la desviación estándar, σ_{PGA} , es 0.1035 g. La Figura 2-12 muestra el histograma de frecuencias de los PGAs de los acelerogramas analizados y la función cumulativa de probabilidad.

Como puede verse en esta figura, aproximadamente el 90% de los terremotos de la base de datos tienen un PGA menor a 0.2 g. El método usa espectros normalizados tanto en referencia al espectro objetivo como a los espectros de acelerogramas individuales. En la Figura 2-13 se muestran los espectros normalizados de los acelerogramas de la base de datos.

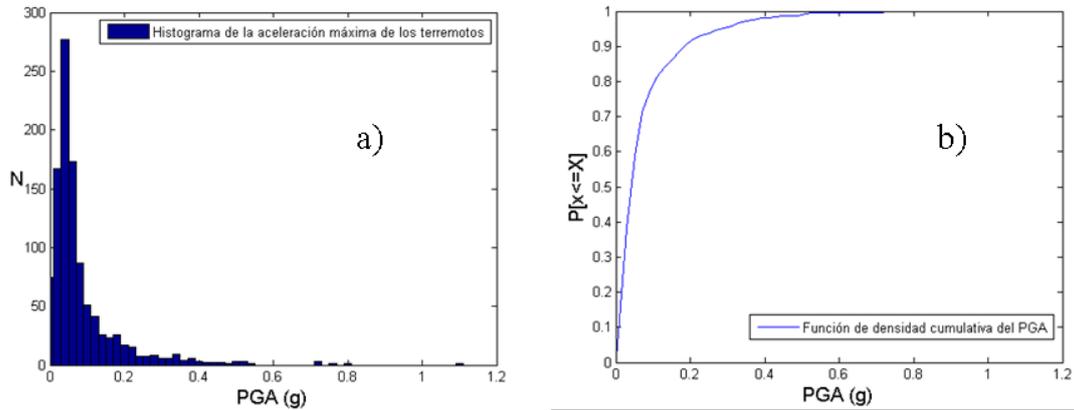


Figura 2-12 a) Histograma de frecuencias del PGA y b) Función de densidad acumulativa.

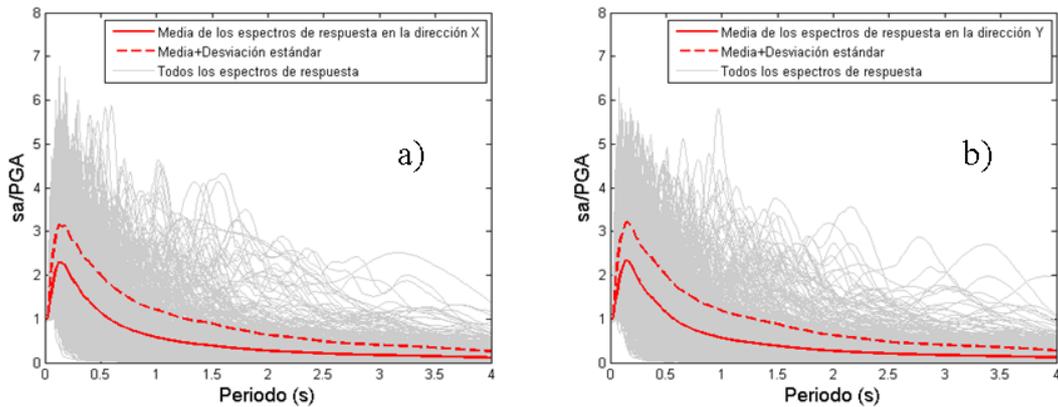


Figura 2-13 Espectros de respuesta de las componentes horizontales de aceleración normalizados de los sismos de la base de datos de Ambraseys et al. (2004). a) dirección X o componentes E-W. b) Dirección Y o componentes N-S.

2.4.2 El método

Una vez analizada la base de datos, el punto más importante del método consiste en definir la función a minimizar. En este caso, para cada espectro se considera el error cuadrático medio, definido por la siguiente ecuación:

$$ECM_i = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n (sao_{T=T_j} - sai_{T=T_j})^2} \quad 2-16$$

donde ECM_i es el error cuadrático medio del espectro del acelerograma i de la base de datos. $sao_{T=T_j}$ es la aceleración espectral para el periodo T_j del espectro objetivo. $sai_{T=T_j}$ es la aceleración espectral para el periodo T_j del espectro del acelerograma i . Así se ob-

tiene un vector *ECM* cuyas componentes son el error cuadrático medio del ajuste entre cada uno de los acelerogramas de la base de datos y el espectro objetivo. Este vector permite ordenar los espectros en orden de errores crecientes de tal manera que el primero corresponde al espectro que mejor ajusta. Como el objetivo de esta metodología es encontrar un grupo óptimo de espectros cuya media ajuste de la mejor manera posible a un espectro objetivo, el siguiente paso consiste en calcular una nueva serie de espectros. Para cada espectro, una vez ordenados, se calcula un nuevo espectro definido como el valor medio de los espectros, ordenados según el *ECM*, desde el primero hasta el *i*-ésimo. Después, se obtiene de nuevo el error cuadrático medio del ajuste entre estos nuevos espectros y el espectro objetivo. Llamamos error cuadrático medio acumulado, *ECMA*, a esta nueva función. La representación del *ECMA* en función del número de acelerogramas permite identificar el número óptimo de acelerogramas compatibles que coincide con el mínimo de esta función. Los espectros correspondientes también se considera que representan razonablemente bien el espectro objetivo.

2.4.3 Un ejemplo. El caso EC8 1A.

El método se aplica aquí a la base de acelerogramas europea usando el espectro del EC8 para sismos tipo 1 y suelo A. La Figura 2-14a muestra la evolución del *ECM*, en ambas componentes, empezando por el espectro que mejor ajusta al espectro objetivo y terminando con el espectro que peor ajusta al espectro objetivo. Figura 2-14b muestra la evolución del *ECMA*. De esto se tiene que el *ECMA* de la media de los *i* espectros ordenados con el criterio descrito anteriormente, tiende a decrecer hasta que se consideran aproximadamente 10 espectros, a partir de este punto se mantiene más o menos constante hasta cerca de los 100 espectros. A partir de este punto el *ECMA* empieza a crecer. Esto indica que aproximadamente se cuenta con 200 acelerogramas, 100 por cada componente, cuya media representa bien el espectro objetivo. Este número de acelerogramas puede resultar excesivo según las consideraciones dadas por las normas de diseño sismo-resistente. No obstante, que sea excesivo es una ventaja ya que permite escoger acelerogramas que no solo cumplan con la característica asociada al contenido frecuencial sino también otras asociadas a la fuente sísmica. Este ejercicio se ha efectuado para los

dos tipos de espectros previstos en el EC8, tipo 1 y tipo 2, y para las categorías de suelo A, B, C, D y E.

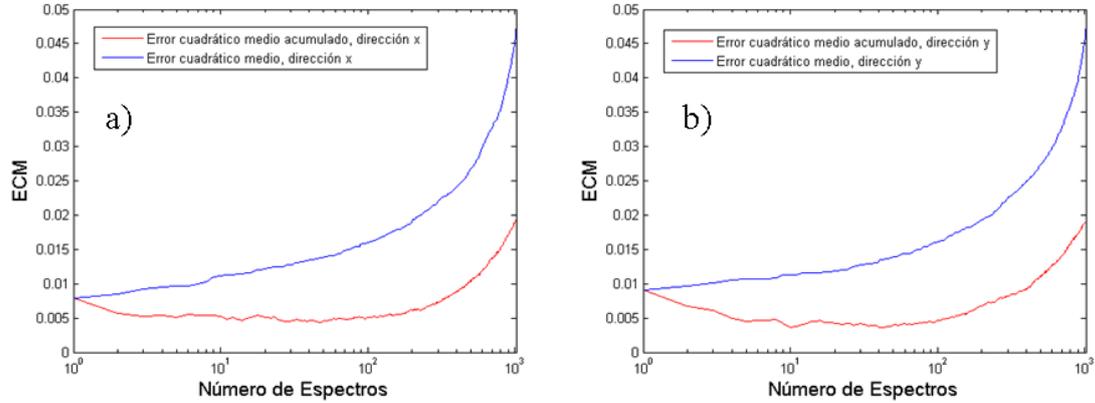


Figura 2-14 Evolución del error cuadrático medio acumulado de los espectros de los acelerogramas reales de la base de datos de Ambraseys et al. (2004), en ambas componentes, respecto al acelerograma objetivo tipo 1 suelo tipo A del EC8.

En la Figura 2-15 se muestran los espectros de 20 de los acelerogramas de la base de datos que se consideran compatibles con los espectros tipo 1, en la Figura 2-16 muestra los resultados para los espectros tipo 2. Es importante resaltar que cada vez que se ha usado la metodología descrita previamente se han encontrado entre 100 y 200 acelerogramas cuya media tiende a tener un error mínimo, pero se han seleccionado sólo 20 acelerogramas por considerarse un número suficiente para los análisis probabilistas realizados en esta tesis. Dependiendo de la simetría de la estructura, se puede tener un modelo estructural en 2D, en este caso, la fuerza externa que actúa sobre la estructura se expresa a partir de una componente de la aceleración. En el caso de estructuras asimétricas, el modelo estructural debe ser en 3D y, por tanto, es necesario disponer de las dos componentes de la aceleración. Como primera alternativa, se podría obtener un espectro compatible en una dirección y usarlo como entrada en ambas direcciones. Posteriormente se mostrará que este enfoque no es adecuado si se hace un análisis de direccionalidad. No obstante, como se ha dicho previamente, la base de datos de Ambraseys ofrece ambas componentes horizontales de aceleración en casi todos sus registros. El problema es que para un mismo registro, el espectro de cada componente puede variar considerablemente. Por tanto, es práctica común trabajar con la media geométrica de ambas componentes y usar ésta como espectro representativo del registro.

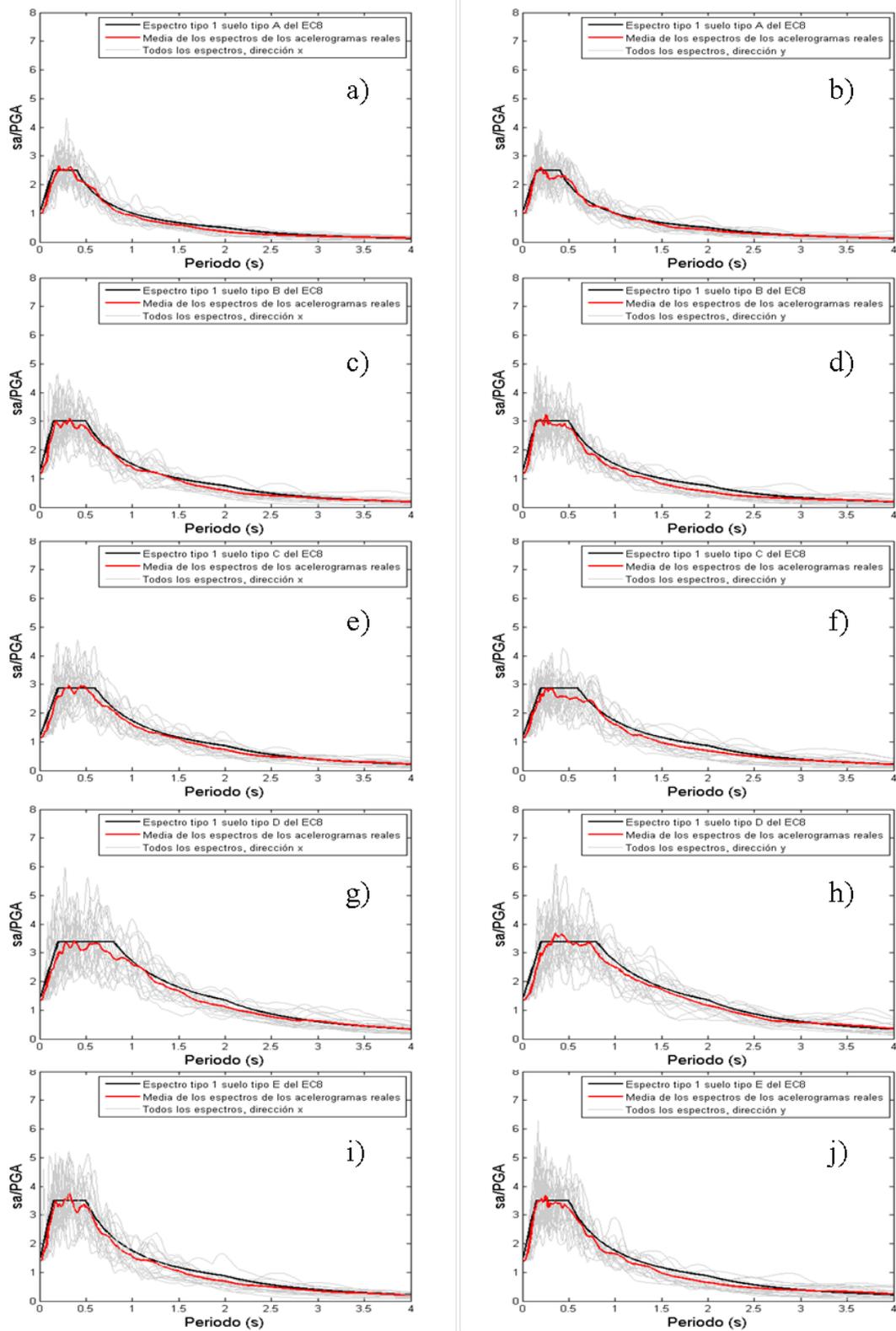


Figura 2-15 Espectros de los acelerogramas reales compatibles con los espectros tipo 1 y todos los tipos de suelo del EC8. Se han seleccionado 20 acelerogramas por cada componente.

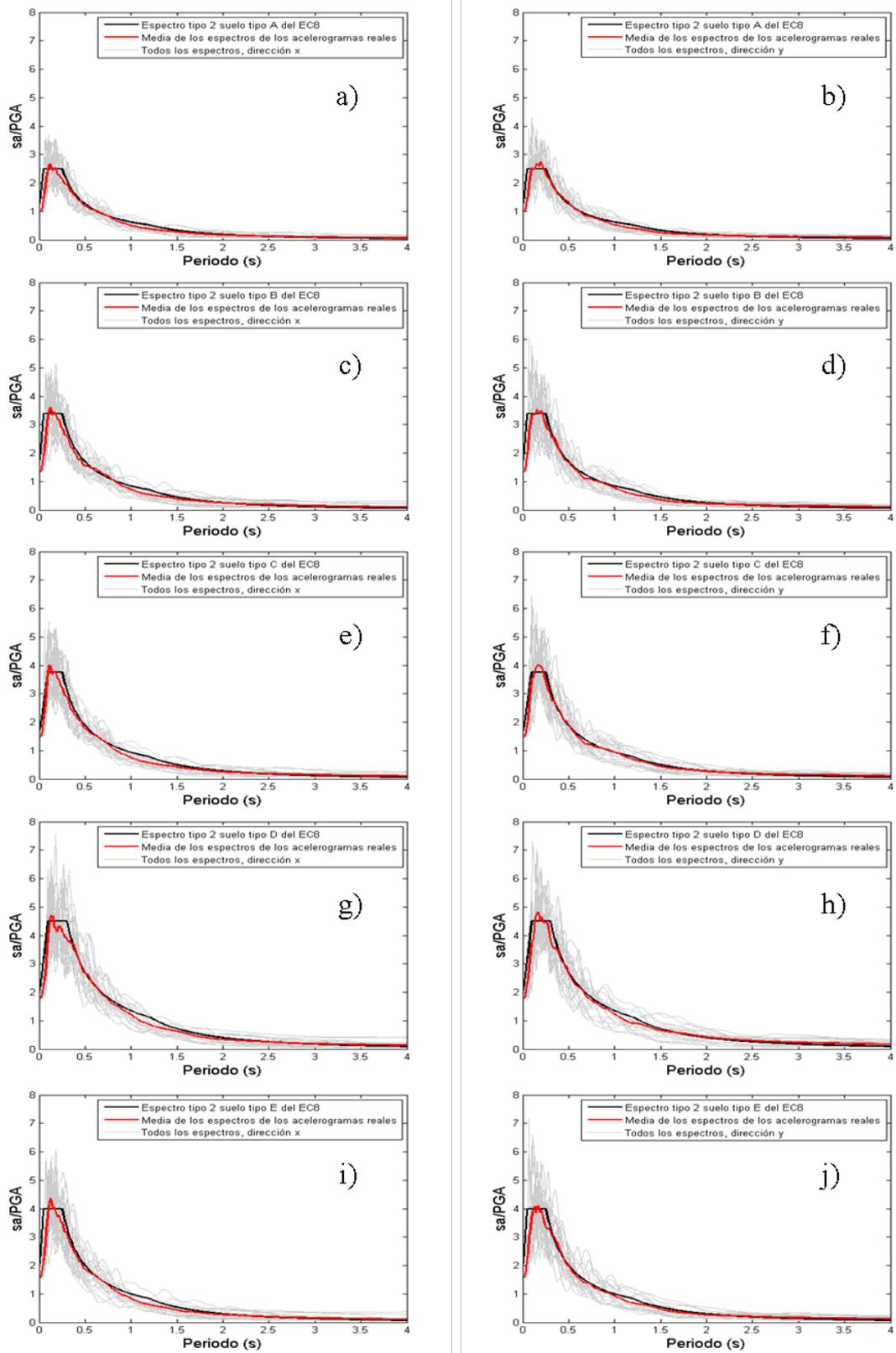


Figura 2-16 Espectros de los acelerogramas reales compatibles con los espectros tipo 2 y todos los tipos de suelo del EC8. Se han seleccionado 20 acelerogramas por cada componente.

En la Figura 2-17 se muestra la media geométrica de los registros de la base de datos de Ambraseys sin normalizar, y normalizados por el PGA.

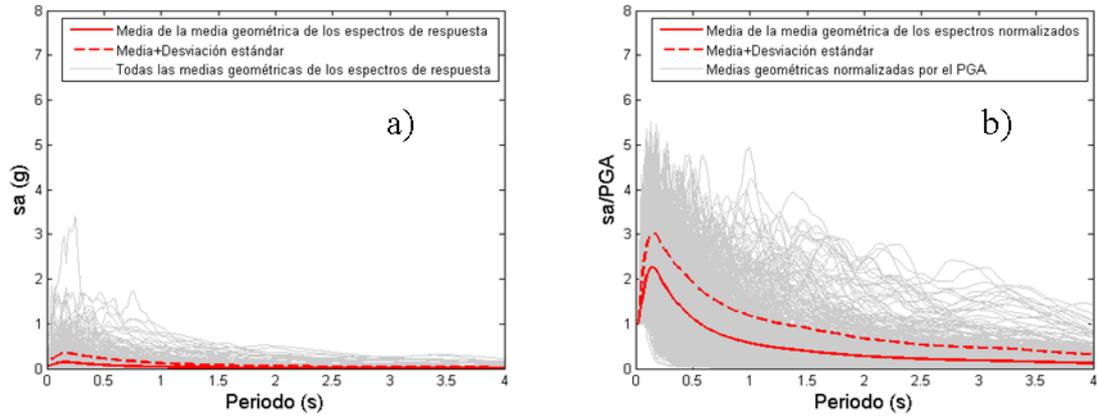


Figura 2-17 a) Media geométrica de los registros de la base de datos de Ambraseys sin normalizar y b) normalizados por el PGA.

Por tanto, con los espectros obtenidos a partir de la media geométrica se puede aplicar el mismo procedimiento para obtener acelerogramas compatibles expuesto previamente para el caso de una sola componente de la aceleración. La Figura 2-18 muestra los espectros de los acelerogramas cuya media geométrica de los espectros de las componentes horizontales de aceleración ajustan los espectros dados por el EC8 para ambos tipos de espectros y todos los tipos de suelo. No obstante, la media geométrica, depende de la orientación de los aparatos de medición instalados (Boore et al 2006). Esta dependencia de la orientación del aparato de medición es más pronunciada para movimientos fuertemente correlacionados. Definimos esta dependencia de la media geométrica de la acción sísmica con la orientación de los instrumentos de registro como efecto de direccionalidad. Este efecto se trata con más detalle a continuación.

2.5 Efecto de direccionalidad

Para obviar el efecto de la orientación de los sensores de aceleración sobre la media geométrica, Boore et al. (2006) proponen dos nuevas medidas independientes de la orientación del aparato de medición, denominadas GMRotDpp y GMRotIpp. GMRotDpp se define como el percentil '*pp*' del conjunto de medias geométricas que se obtienen a partir de las componentes horizontales de aceleración del registro, rotado para todos los posibles ángulos no redundantes.

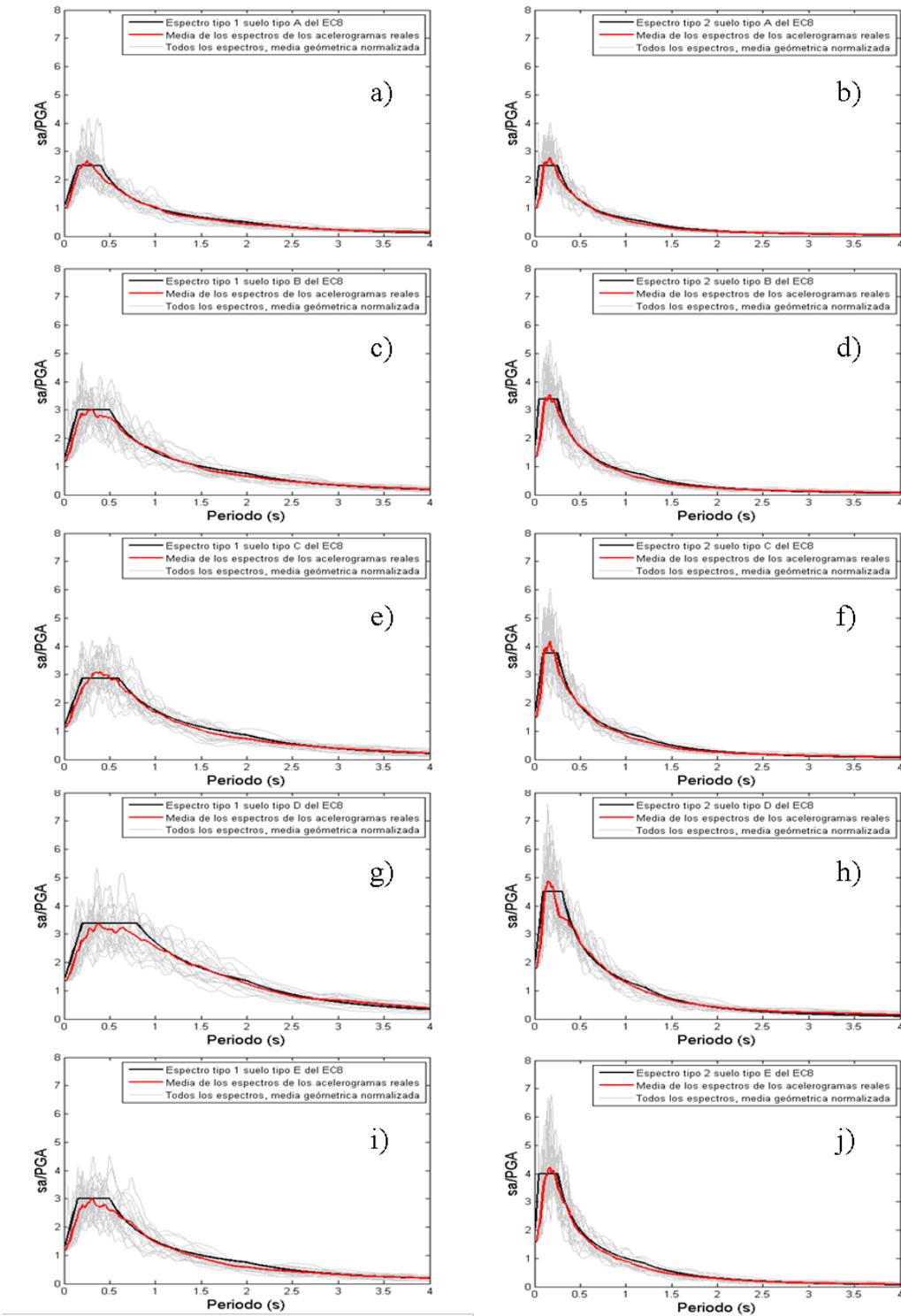


Figura 2-18 Espectros de los acelerogramas reales compatibles con los espectros tipo 1 tipo 2 para todos los tipos de suelo, considerando la media geométrica.

Es decir GMRotD00, GMRotD50, GMRotD100 corresponden respectivamente al valor mínimo, mediano y máximo. Esta medida depende del periodo de vibración. Por el contrario, GMRotIpp busca evitar esta dependencia del periodo y se define a partir del ángulo que minimiza la dispersión de la media geométrica, normalizada por GMRotDpp, para un periodo dado. Para ilustrar el procedimiento para calcular GMRotDpp y GMRotIpp se usa el registro del terremoto de Lorca. Como paso previo al análisis, es necesario obtener las componentes horizontales del terremoto rotadas un ángulo θ , lo cual se logra aplicando la siguiente ecuación (Boore et al. 2006):

$$\begin{pmatrix} \ddot{u}_{x(\theta)}(t) \\ \ddot{u}_{y(\theta)}(t) \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\theta) & \text{sen}(\theta) \\ -\text{sen}(\theta) & \cos(\theta) \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_x(t) \\ \ddot{u}_y(t) \end{pmatrix} \quad 2-17$$

donde $\ddot{u}_x(t)$ y $\ddot{u}_y(t)$ son las componentes horizontales del registro en la orientación original y $\ddot{u}_{x(\theta)}(t)$ y $\ddot{u}_{y(\theta)}(t)$ son las componentes del registro cuando se ha girado un ángulo θ en sentido anti-horario. Boore et al. (2006) proponen obtener las componentes rotadas cada 1° hasta llegar a 90° , ángulo para el cual la media geométrica de los espectros vuelve a ser la misma que la del registro en la orientación original. No obstante, si se calcula el espectro de las componentes horizontales giradas, el periodo pasa a ser 180° ya que la componente x pasa a ser la componente y con signo contrario y por tanto el espectro de x pasa a ser el espectro de y y viceversa. En la Figura 2-19 se puede ver el espectro de las componentes horizontales giradas entre 0° y 180° cada 1° . Además, se muestra el espectro de las componentes horizontales en la orientación original que se denomina de ahora en adelante GMNoRot.

En la Figura 2-20 se muestra cómo cambia la aceleración espectral para el PGA y para los periodos 0.5, 1 y 2 segundos para ambas componentes en función del ángulo de giro θ . La Figura 2-21 es una forma más compacta de presentar la variación de la aceleración espectral en función del ángulo de giro θ ya que se pueden ver los valores para todos los periodos de vibración considerados, es decir, entre 0 y 4 segundos. El siguiente paso para calcular GMRotDpp consiste en obtener la media geométrica de los espectros de las componentes horizontales giradas.

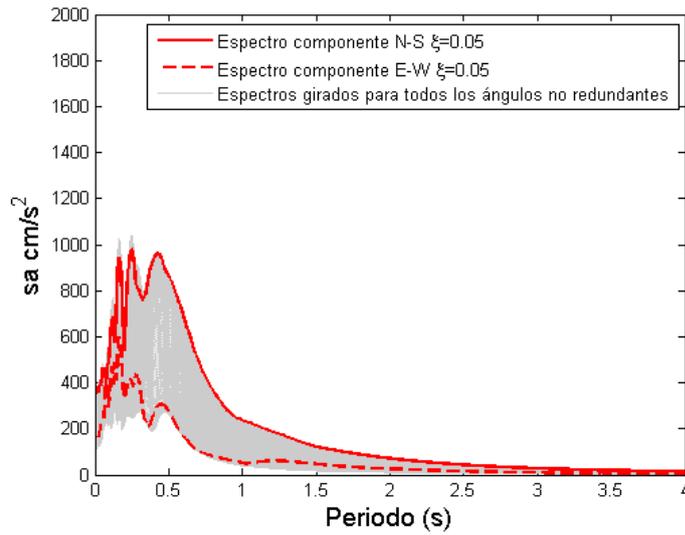


Figura 2-19 Espectros de las componentes horizontales giradas desde 0° hasta 180°, cada 1°.

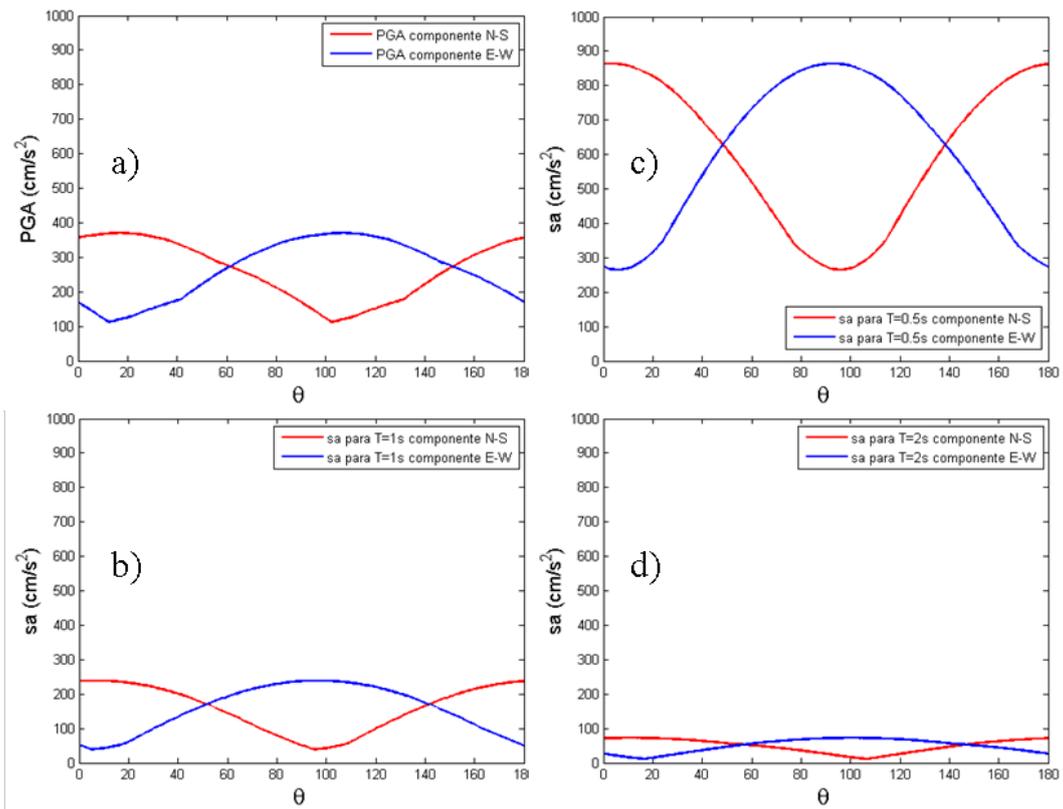


Figura 2-20 Aceleración espectral en ambas componentes en función del ángulo de giro θ para a) el PGA y los periodos b) 0.5, c) 1 y d) 2 segundos.

Es importante mencionar que la media geométrica es la misma cada 90° ya que, como puede verse en las Figura 2-20 y Figura 2-21, los espectros obtenidos para las componentes N-S y E-W giradas son los mismos, sólo que están desfasados por un ángulo de 90° y por tanto la media geométrica será la misma cada 90° . GMRotD00, GMRotD50, GMRotD100 corresponden a la mínima, la mediana y el máximo valor, respectivamente de los espectros obtenidos a partir de la media geométrica de los espectros de las componentes giradas por un ángulo θ . La Figura 2-22 muestra GMRotD00, GMRotD50 y GMRotD100 así como la media geométrica de los espectros de las componentes horizontales del registro en la orientación original (GMNoRot) y, además, las medias geométricas para los ángulos de rotación comprendidos entre 0° y 90° cada 1° . En esta figura puede verse que hasta el periodo 0.32 s, GMNoRot subestima la aceleración espectral si se compara con GMRotD50, no obstante, a partir de este periodo ambas son bastante similares.

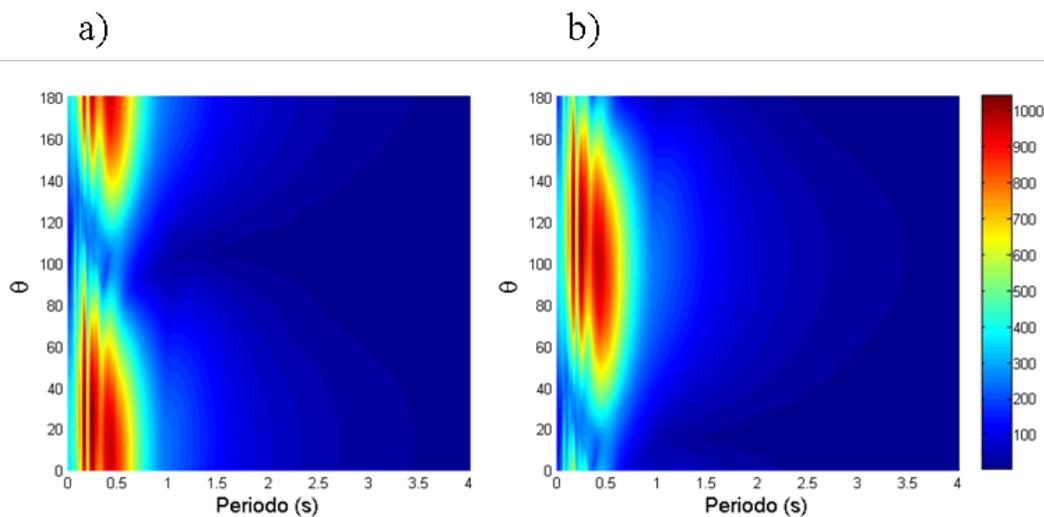


Figura 2-21 a) Aceleración espectral del sismo de Lorca para la componente N-S y b) Aceleración espectral del sismo de Lorca para la componente E-W. En ambos casos se muestra la variación de la sa en función del ángulo de giro θ para los periodos comprendidos entre 0 y 4 segundos.

En la Figura 2-23 se muestra cómo cambia la aceleración espectral para el PGA y para los periodos 0.5, 1 y 2 segundos en función del ángulo de giro θ para la media geométrica obtenida a partir de los espectros de las componentes horizontales giradas. Análogamente a la Figura 2-21, la Figura 2-24 muestra una forma más compacta de presentar la variación de la aceleración espectral como una función del ángulo de giro θ , ya que

se pueden ver los valores para todos los periodos de vibración considerados, es decir, entre 0 y 4 segundos.

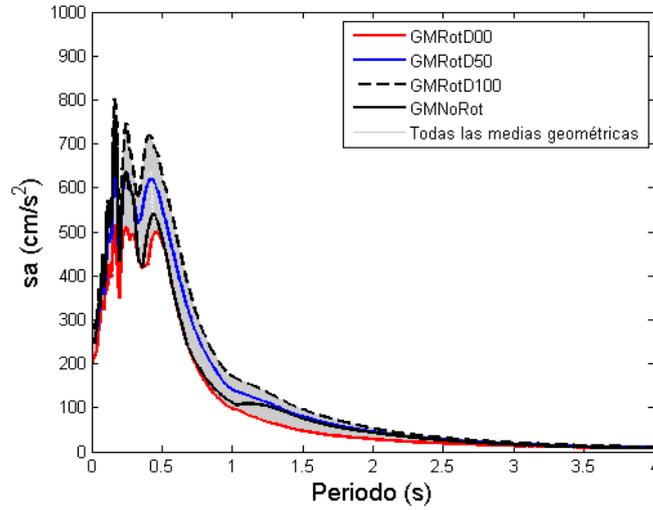


Figura 2-22 Medias geométricas de los espectros para las componentes horizontales giradas, además se muestra GMRotD00, GMRotD50, GMRotD100 y GMNoRot.

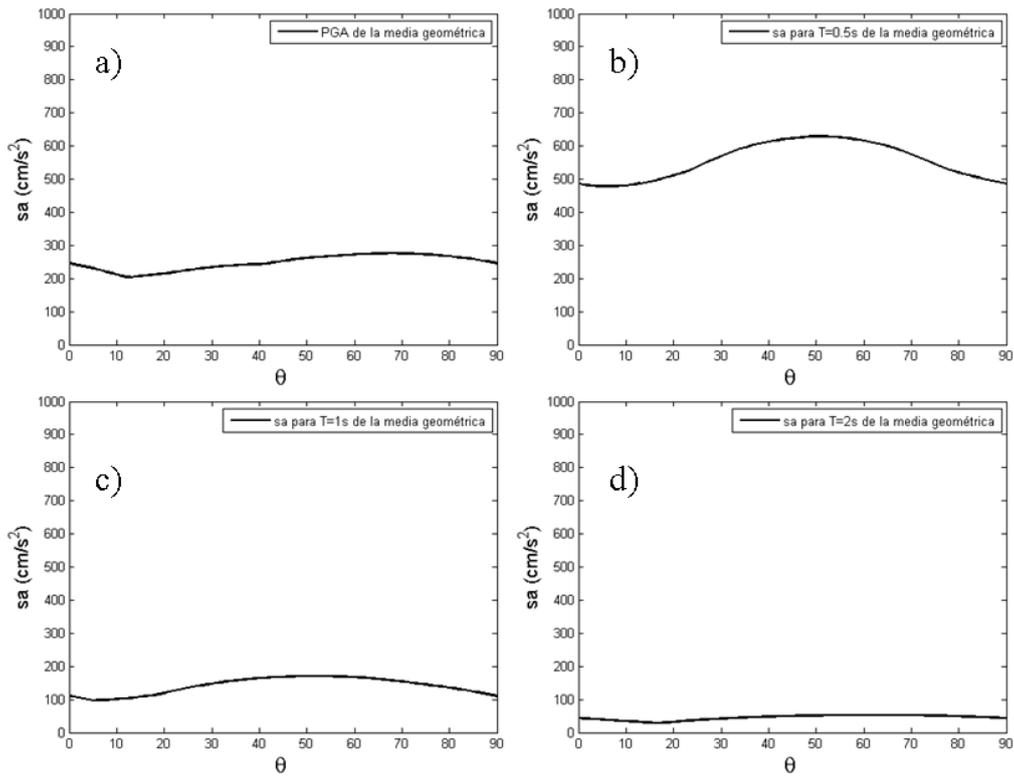


Figura 2-23 Aceleración espectral de la media geométrica en función del ángulo de giro θ para a) el PGA y los periodos b) 0.5, c) 1 y d) 2 segundos.

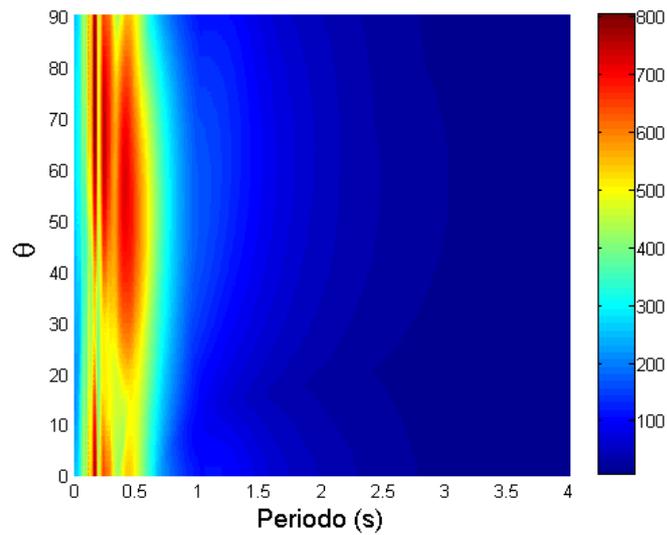


Figura 2-24 a) Aceleración espectral obtenida a partir de la media geométrica del sismo de Lorca. Se muestra la variación de la sa en función del ángulo de giro θ para los periodos comprendidos entre 0 y 4 segundos.

Es importante destacar que la aceleración espectral máxima para cada periodo no siempre ocurre para el mismo ángulo de giro θ , esta situación se ilustra en la Figura 2-25.

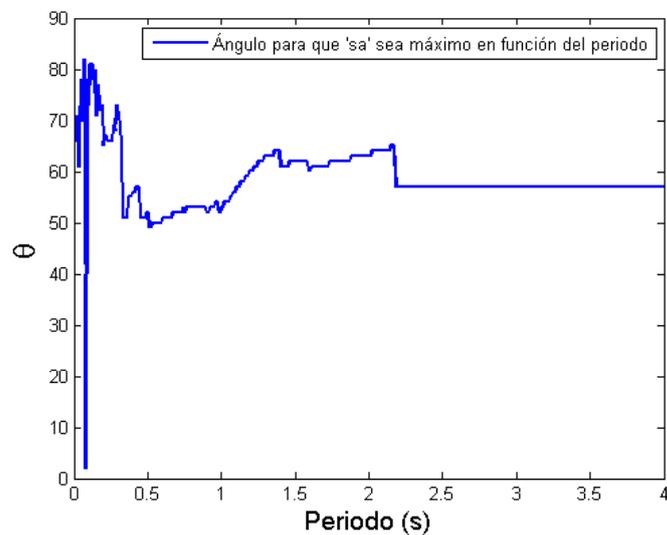


Figura 2-25 Ángulo de giro en el que se da la aceleración espectral máxima en función del periodo (media geométrica).

Por tanto, GMRotIpp consigue depender lo menos posible del periodo y se obtiene a partir del ángulo que minimiza la dispersión de la media geométrica, normalizada por GMRotDpp, para un periodo dado. En la Figura 2-26a se muestra la media geométrica

en función del ángulo de giro θ para todos los periodos considerados, normalizada por GMRotD50 y en la Figura 2-26b se muestra la desviación estándar en función del ángulo de giro θ .

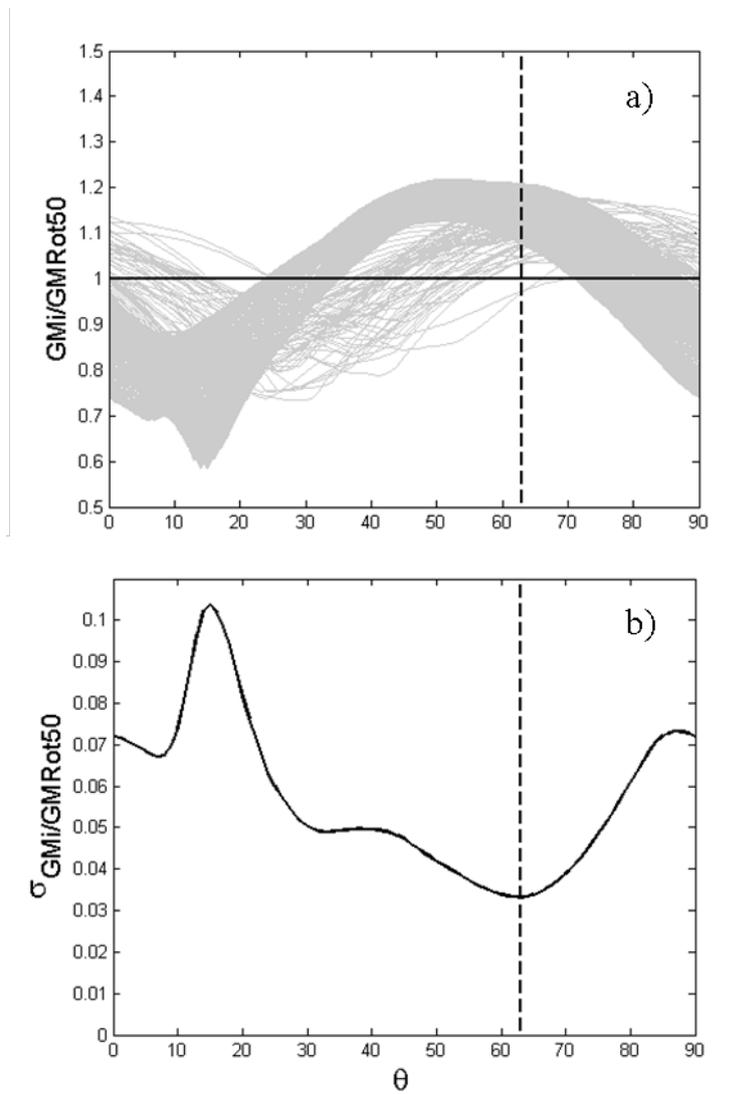


Figura 2-26 a) media geométrica en función del ángulo de giro θ para todos los periodos considerados, normalizada por GMRotD50 y b) desviación estándar en función del ángulo de giro θ .

El ángulo para el cual la desviación estándar es mínima es el que evita que haya variaciones extremas del percentil deseado para todos los periodos considerados. Por tanto, GMRotI50, es el espectro obtenido cuando las componentes en su orientación original han sido giradas por el ángulo que minimiza la desviación estándar para el intervalo de periodos calculados. Como puede verse en la Figura 2-26b, para el caso del sismo de

Lorca, el ángulo es $\theta=32^\circ$. En la Figura 2-27 se muestra GMRotI50 y se compara con GMRotD50 y GMNoRot para el sismo de Lorca. La medida GMRotI50 es siempre mayor a GMRotD50 y a GMNoRot, además es independiente de la posición del aparato de medición así como del periodo. Esta nueva medida ha sido usada por el proyecto ‘Pacific Earthquake Engineering Center Next Generation Attenuation’ como nueva medida de intensidad. Por todas las ventajas que ofrece GMRotI50, para este trabajo se recomienda dicha medida para definir la acción sísmica cuando se quieren seleccionar acelerogramas para cálculo dinámico. Por tanto, todos los acelerogramas y sus respectivos espectros de la base de datos de Ambraseys han sido girados de tal manera que respondan a las características de GMRotI50. Cabe destacar que la selección de acelerogramas que se ha hecho previamente para representar las zonas sísmicas propuestas por el EC8 se han hecho a partir de las componentes giradas usando el criterio GMRotI50.

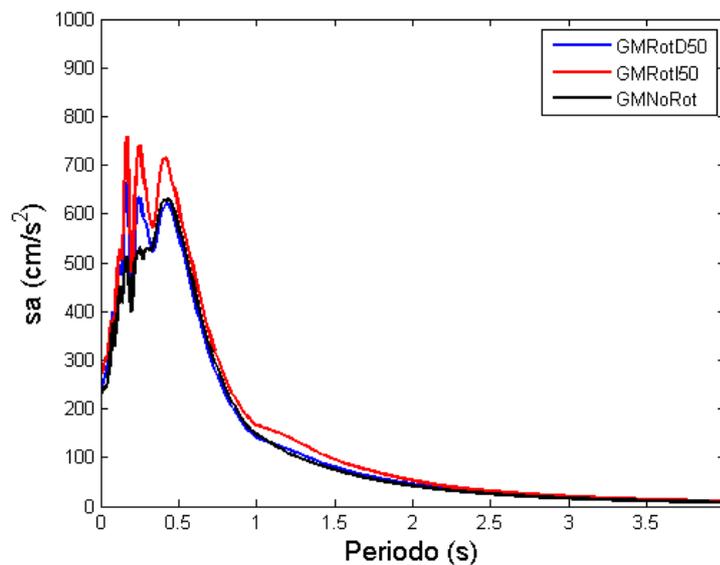


Figura 2-27 GMRotD50, GMRotI50 y GMNoRot para el sismo de Lorca.

2.6 Resumen y conclusión

En este capítulo se han descrito diferentes procedimientos para considerar la acción sísmica mediante espectros de respuesta y acelerogramas compatibles. En el caso de espectros de respuesta se detalla el procedimiento de cálculo para diferentes niveles de amortiguamiento usando como ejemplo el registro de un terremoto que ocurrió el pasa-

do mayo de 2011 en la ciudad de Lorca, España. En general, en este capítulo, se usa este registro como caso de estudio para ilustrar las diferentes formas de considerar la acción. Se trata también el tema de los espectros de diseño sismo resistente y, como ejemplo, se muestran las ecuaciones que definen los espectros propuestos en el EC8 considerando terremotos grandes y pequeños y diferentes tipos de suelo. Se muestra también la representación *sa-sd* de estos espectros. Esta representación es de gran utilidad en los métodos simplificados que se usan para calcular el daño sísmico esperado en una estructura.

Cuando se quiere definir la acción sísmica por medio de acelerogramas existen diversas maneras para hacerlo. En este capítulo se describen 3 maneras: acelerogramas sintéticos, acelerogramas reales y acelerogramas híbridos. En el caso de acelerogramas sintéticos se explican detalladamente los principios teóricos y se muestran algunas propuestas de diversos autores para considerar estos últimos. A pesar de que los acelerogramas sintéticos representan adecuadamente los espectros de respuesta en un rango de frecuencias de interés, en el caso del cálculo de daño sísmico se suele aconsejar usar acelerogramas reales. Actualmente, es cada vez más frecuente que los países, incluyendo aquellos donde el peligro sísmico es entre moderado y bajo, dispongan de su propia red de acelerómetros. Por esta razón, en este capítulo se propone un método para obtener registros de una base de datos de acelerogramas que sean compatibles con un espectro dado, que, generalmente se escoge de forma que represente bien la zona sísmica donde se halla el edificio objeto de estudio. La compatibilidad se hace en el sentido de la media, es decir, se busca que la media de los espectros de los registros seleccionados minimice la diferencia en un intervalo de periodos con el espectro. Dependiendo del tamaño de la base de datos, el método propuesto muestra ser adecuado permitiendo obtener el número óptimo de registros compatibles. Este número resulta ser en los casos aquí estudiados incluso mayor que el recomendado por los códigos de diseño sismo resistente. Esto permite incluso hacer la selección de registros considerando propiedades de la fuente sísmica. Sin embargo, puede darse el caso que el tamaño de la base de datos no sea el adecuado para conseguir un número suficiente de registros o, como en el caso de Bermúdez (2010), que el código prescriba o aconseje el uso de unos pocos acelerogramas. Por esto, se resume un método, descrito detalladamente en Bermúdez (2010), que permite obtener acelerogramas híbridos. Es decir, acelerogramas reales cuyo contenido

frecuencial ha sido modificado de tal manera que se ajuste adecuadamente a un espectro objetivo. Se ha mostrado una aplicación de este método encontrando resultados satisfactorios.

Finalmente, para obviar el efecto de la orientación de los sensores de aceleración, cuando se usa la media geométrica de dos componentes horizontales, se analizan dos medidas propuestas por Boore et al. (2006) que resultan independientes de la orientación del aparato de medición, denominadas GMRotDpp y GMRotIpp. Estas medidas permiten encontrar el ángulo al que se debe rotar el registro de tal manera que la influencia de la orientación del aparato de medición, sobre la media geométrica de las dos componentes horizontales, sea mínima. Este procedimiento se ha aplicado a todos los registros de la base de datos de Ambraseys. Esto disminuye también el efecto de polarización que puede presentar un registro.

Lo más destacado de este capítulo es que ahora se dispone de un procedimiento que permite encontrar registros compatibles con cualquier espectro de respuesta, para llevar a cabo análisis dinámicos no lineales en 2D y 3D. Este procedimiento permite incluir la incertidumbre asociada a la variabilidad en la acción sísmica lo cual es esencial en el cálculo del daño sísmico esperado. Este procedimiento ha sido un pilar fundamental en el desarrollo de esta tesis ya que ha permitido considerar la incertidumbre en la respuesta estructural inducida por la incertidumbre en la acción sísmica, permitiendo un tratamiento probabilista no sólo de las propiedades resistentes de la estructura sino también de la acción sísmica que, como se verá más adelante, es la que introduce mayor incertidumbre en la respuesta estructural, siendo esta incertidumbre creciente para acciones sísmicas de severidad creciente.

3. CAPACIDAD ESTRUCTURAL A PARTIR DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

La capacidad de una estructura se puede evaluar a partir del análisis estático no lineal de carga incremental, llamado en inglés *pushover analysis* (PA). En este capítulo se explica el procedimiento a seguir para estudiar la capacidad de una estructura a partir de este método y, además, se explica cómo se puede obtener un espectro de capacidad desde una curva de capacidad. Para ello, se plantea la hipótesis de que la estructura mueve más masa cuando vibra como un sistema de un grado de libertad, hipótesis que está apoyada en los factores de participación modal y en la masa efectiva. A partir de las curvas de capacidad se desarrolla el método del espectro de capacidad, ampliamente utilizado hoy en día en el diseño y la evaluación sismo-resistente de las estructuras (Freeman et al. 1975; Freeman 1998; Fajfar y Gaspersic 1996; Chopra y Goel 1999; Fajfar 1999). Finalmente, se muestra cómo, a partir de una representación bilineal del espectro de capacidad, se pueden obtener curvas de fragilidad que representan la susceptibilidad de una estructura a ser dañada debido a un terremoto y curvas de daño que se obtienen después de cruzar la demanda y la capacidad.

3.1 El análisis estático no lineal y la curva de capacidad

Una herramienta frecuentemente usada para evaluar el comportamiento de las estructuras frente a cargas horizontales es el análisis estático no lineal de carga incremental, el así llamado *pushover analysis* (PA). Esta herramienta numérica consiste en aplicar una carga horizontal a la estructura, de acuerdo a un patrón de fuerzas determinado, e ir incrementando su valor hasta que, de acuerdo con algún criterio prefijado, se considere que la estructura ha colapsado. En este análisis se consideran dos variables de control que son el desplazamiento en el techo de la estructura, δ , y el contante en la base V , que dependen de la fuerzas aplicadas. La relación entre las variables V y δ es la curva de capacidad. El cálculo de dicha curva depende del modelo constitutivo considerado para los elementos estructurales en el modelo computacional. En el caso de análisis estático incremental es común utilizar un modelo constitutivo elasto-plástico, como el que se muestra en la Figura 3-1, razón por la cual hay que definir los límites entre los que

los materiales tienen un comportamiento lineal y elástico. Por tanto, para las columnas de una estructura, es necesario obtener el diagrama de interacción entre el momento flector y la carga axial mientras que para las vigas es necesaria la curva que relaciona el momento flector con la curvatura. De estos diagramas se toman puntos particulares que son necesarios para definir la superficie de fluencia. En la Figura 3-2 se muestra un ejemplo de estos diagramas para una viga y una columna con las características geométricas y de resistencia dadas en la Tabla 3-1, en la que f_y y f_c son los límites de resistencia elástica del acero y del hormigón, respectivamente. En la Figura 3-2a se muestra cómo se relaciona el momento con la curvatura en la viga. Los puntos que aparecen señalados son límites que definen cambios en los modelos constitutivos del hormigón y del acero.

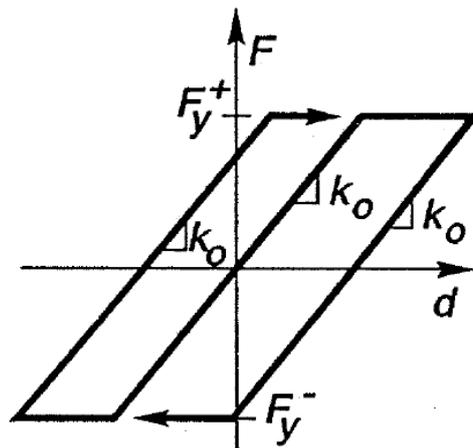


Figura 3-1 Modelo constitutivo elasto-plástico.

En este trabajo se define el límite elástico para las vigas en el punto B de la Figura 3-2a, es decir, cuando el acero entra en fluencia. Si se considera el punto A, que es donde fisura el hormigón que está a tracción, se desestimaría enormemente la capacidad a flexión de la sección (Mata 2007). En la Figura 3-2b se muestra el diagrama de interacción entre el momento y la fuerza axial para las columnas. Para obtener la curva de capacidad se usa el programa para cálculo no lineal de estructuras RUAUMOKO (Carr 2000), que incorpora un gran número de modelos constitutivos para los materiales; además,

permite obtener la respuesta dinámica de una estructura en régimen no lineal la cual será usada posteriormente como referencia.

Tabla 3-1 Características de las secciones para obtener los diagramas de la Figura 3-2.

	Viga	Columna
Base (m)	0.3	0.35
Altura (m)	0.75	0.28
Área acero (m^2)	0.003375	0.0042
f_y (kN/m^2)	500000	500000
f_c (kN/m^2)	25000	25000

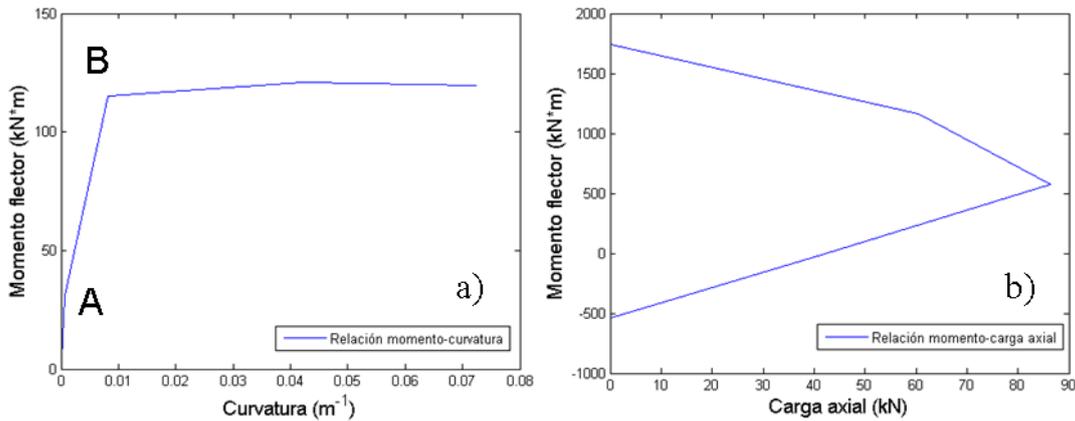


Figura 3-2 a) Diagrama momento flector-curvatura para la viga descrita en la Tabla 3-1 b) Diagrama momento flector-esfuerzo axial para la columna descrita en la Tabla 3-1.

Para facilitar la exposición de los procedimientos empleados, se ha considerado y modelizado una estructura que hace parte del campus norte de la Universidad Politécnica de Cataluña. Es importante resaltar que, al disponer de los planos estructurales de la misma, el modelo numérico describe muy bien la estructura existente y, por tanto, es posible evaluar su vulnerabilidad con una precisión razonable. El edificio modelizado se llama Omega y sus vistas en planta y en elevación, tomadas de los planos estructurales, se muestran en la Figura 3-3. Cabe destacar que al ser la estructura simétrica en planta y en elevación, es posible utilizar un modelo 2D para evaluar su comportamiento sísmico. Si se evalúa una estructura irregular en planta, lo recomendable es usar un modelo 3D, para poder considerar el efecto de la torsión. Si la irregularidad es en elevación o si la

estructura es alta, se debe considerar el efecto de los modos superiores de vibración (Chopra y Goel 2004; Kreslim y Fajfar, 2012). Por otra parte, el patrón de la carga aplicada a la estructura, es decir, la variación de la carga en función de la altura (triangular, rectangular, etc.) tiene una influencia relevante sobre los resultados (Mwafy and Elnas-hai 2001). Por ejemplo, si se evalúa la respuesta mediante tres patrones de carga diferentes, considerando que en el caso A se aplica la carga según el primer modo de vibración, en el caso B la carga aumenta directamente proporcional con la altura de la estructura y en el caso C se aplica una carga constante en cada nivel, tal y como se muestra en la Figura 3-4, las curvas de capacidad obtenidas son considerablemente diferentes.

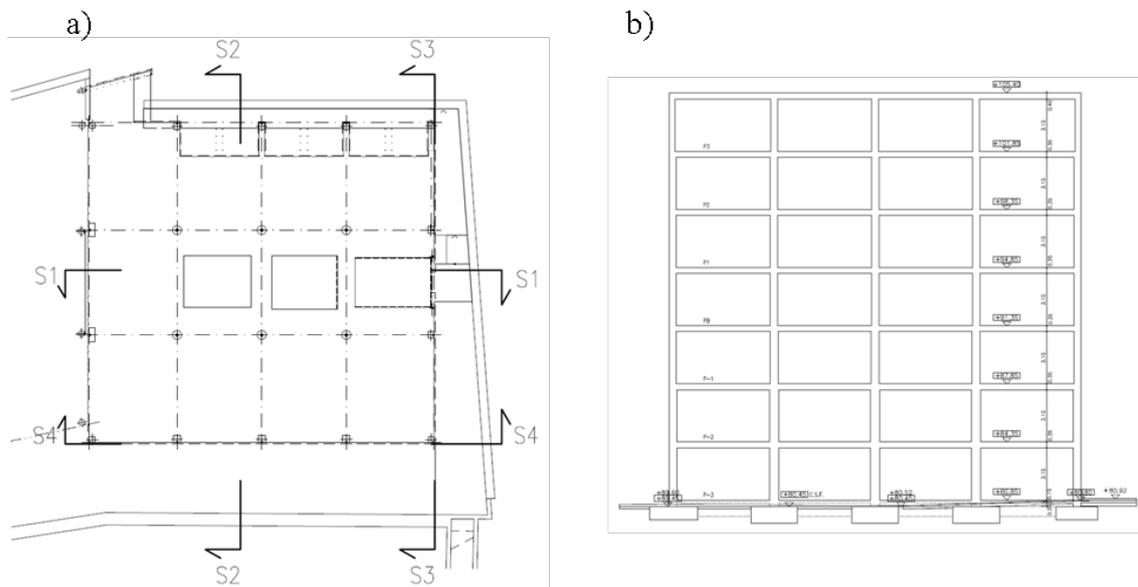


Figura 3-3 Edificio Omega del campus norte de la Universidad Politécnica de Cataluña.

Dichas curvas de capacidad se muestran en la Figura 3-5 y, como era de esperarse, el cortante en la base es mayor en el caso C, debido a que la resultante de las cargas tiene el punto de aplicación más abajo que en los otros dos casos. Si se superponen las tres curvas, se observa que en los casos A y B los resultados son prácticamente iguales. Esto es debido a que todos los niveles de la estructura tienen aproximadamente la misma masa y, por tanto, la forma del primer modo de vibración se asemeja a un triángulo. Es decir, si la estructura tuviera, en algún nivel, una variación importante de masa o de rigidez, los resultados entre A y B no serían tan parecidos.

Un criterio frecuentemente usado en el cálculo no lineal incremental es considerar que el patrón de carga es proporcional al primer modo de vibración. Sin embargo, en un cálculo no lineal la matriz de rigidez es función del vector de desplazamientos y, por tanto, es necesario recalcular el patrón de cargas debido a que, por la pérdida de rigidez de la estructura, la forma asociada a la frecuencia del primer modo de vibración cambia. Por otra parte, el límite superior de carga aplicada a la estructura no se conoce previamente lo que es un problema si este tipo de análisis se debe repetir muchas veces, tal como sucede en el caso probabilista.

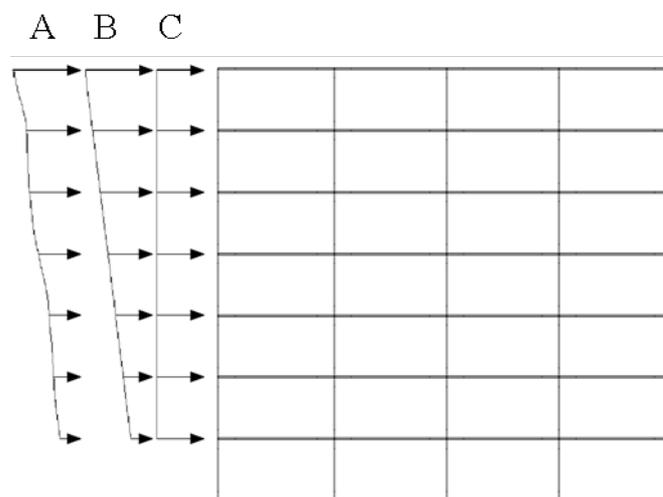


Figura 3-4 Modelo bidimensional del edificio Omega.

Comúnmente, se deja de aplicar carga cuando la estructura alcanza un cierto umbral de desplazamiento o de máxima deriva de piso. Otra manera de definir el límite de la carga aplicada es a partir de la degradación de la resistencia lateral de la estructura para lo que es necesario utilizar modelos constitutivos más sofisticados que el elasto-plástico. Para resolver estos problemas, Satyarno (1999) propone el análisis no lineal incremental adaptativo, que también es posible realizar mediante el programa RUAUMOKO. En el procedimiento adaptativo, la respuesta de la estructura es prácticamente independiente del patrón de cargas que se aplique y sólo es usado como primer paso en la iteración. Después, se utiliza el método modificado de Rayleigh para estimar, en cada paso o grupo de pasos, la frecuencia fundamental tangente de la estructura. Durante el análisis, el amortiguamiento es ignorado y la masa sólo es usada para calcular los incrementos de

carga lateral. En la Figura 3-6 se muestran los resultados obtenidos con este procedimiento, comparados con los resultados obtenidos previamente para diferentes patrones de carga que se muestran en la Figura 3-5.

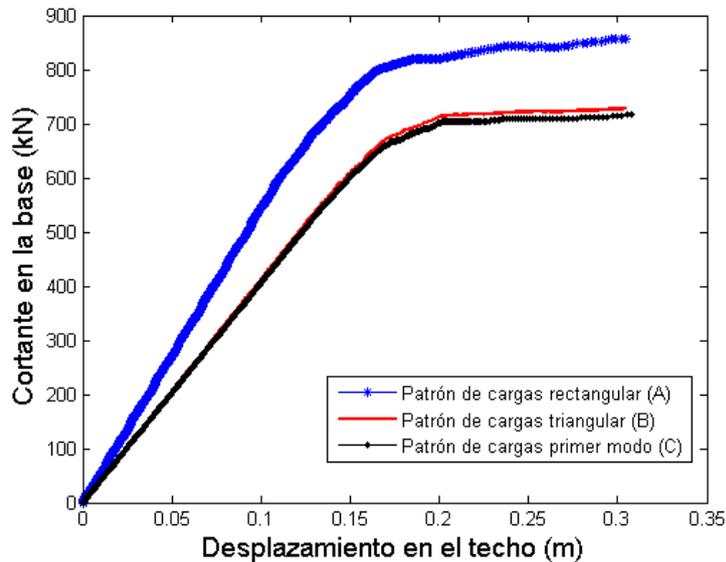


Figura 3-5 Curvas de capacidad obtenidas para varios patrones de carga en la altura.

Como puede observarse en la Figura 3-6, los resultados obtenidos con el procedimiento de Satyarno, son similares a los obtenidos con el procedimiento tradicional para carga triangular y carga según el primer modo de vibración. De hecho, la diferencia radica en que en el procedimiento de Satyarno, los incrementos de carga se obtienen como una función de la forma desplazada de la estructura mientras que en el procedimiento tradicional son proporcionales a la carga estática inicial; como ya se mencionó, en el procedimiento de Satyarno, la respuesta no cambia según la forma de la carga estática inicial ya que los incrementos de carga dependen de la masa de la estructura, es decir, si ψ es el desplazamiento durante el último incremento de carga g

¡Error! No se pueden crear objetos modificando códigos de campo. 3-1

$[K_T] * \{\psi\} = \{g\}$ donde K_T es la matriz de rigidez tangente; de la ecuación de vibración libre se tiene

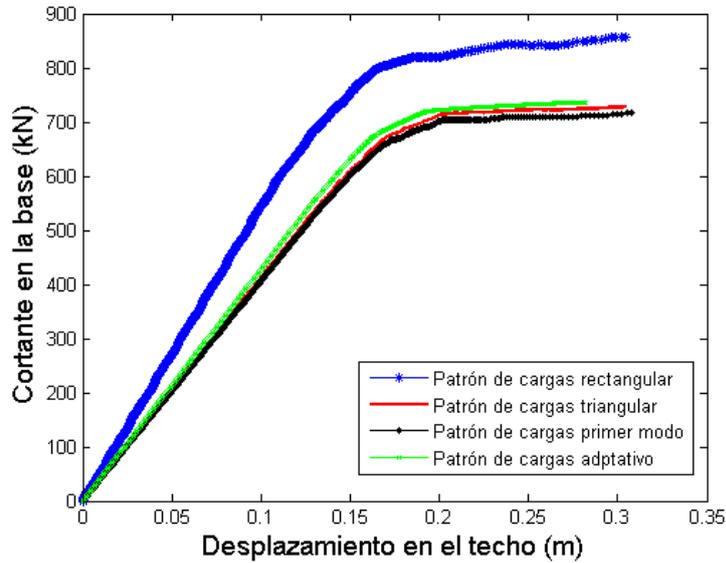


Figura 3-6 Comparación entre las curvas de capacidad obtenidas con varios patrones de carga y el procedimiento adaptativo.

$-\omega^2[M]\{\varphi\} + [K_T] \cdot \{\varphi\} = \{0\}$ donde ω es la frecuencia fundamental de K_T , $[M]$ es la matriz de masa y $\{\varphi\}$ es el modo de vibración asociado a ω . Ahora, si se pre-multiplican ambos lados de la ecuación 3-2 por $\{\psi\}^T$, y se permite que $\{\psi\}$ sea una estimación de la forma del modo, se tiene que

$$\omega^2 \{\psi\}^T [M] \{\psi\} = \{\psi\}^T [K_T] \{\psi\} \quad 3-3$$

con lo cual

$$\omega^2 = \frac{K^*}{M^*} \quad 3-4$$

en donde

$$K^* = \{\psi\}^T [K_T] \{\psi\} \quad 3-5$$

$$M^* = \{\psi\}^T [M] \{\psi\} \quad 3-6$$

Reemplazando la ecuación 3-1 en la 3-6, se obtiene

$$K^* = \{\psi\}^T \{g\} \quad 3-7$$

Para el siguiente paso:

$$[K_T]\{\psi_1\} = \omega^2 [M]\{\psi\} = \{g_1\} \quad 3-8$$

Por tanto, el nuevo incremento de carga es una función de la masa, la frecuencia equivalente y la forma desplazada de la estructura; el análisis termina cuando se verifica al menos uno de los criterios siguientes:

1. $\omega^2 \omega^2$ es menor que $10^{-6} \omega^2$ del primer paso.
2. La iteración en el proceso de Newton Raphson no es alcanzada dentro del máximo número de ciclos especificados en el programa.
3. La matriz de rigidez se vuelve singular.
4. Se alcanza el desplazamiento máximo impuesto en la estructura.

Debido al enfoque probabilista que se quiere dar a este trabajo, resulta conveniente usar el procedimiento de Satyarno para obtener la curva de capacidad de una estructura porque no requiere definir previamente el desplazamiento límite o la degradación de rigidez para la que la estructura no resiste más carga horizontal. Además, los incrementos de carga horizontal son proporcionales a la forma desplazada de la estructura.

Por otra parte, como se ha planteado en el capítulo 2 de esta tesis, puesto que los espectros de respuesta elástica son calculados para sistemas de un solo grado de libertad, conviene representar la capacidad de la estructura de acuerdo con este mismo modelo, para lo que se propone utilizar el concepto de espectro de capacidad.

3.2 El espectro de capacidad

El procedimiento para transformar una curva de capacidad en un espectro de capacidad utiliza ciertos fundamentos de la dinámica de estructuras. La nomenclatura que se emplea a continuación es la del ATC-40 (1996). El procedimiento parte de la modelización

de los edificios de varios niveles mediante un modelo dinámico de masas concentradas (modelo de cortante). En la Figura 3-7 se muestra esta modelización para el edificio Omega de la Figura 3-3.

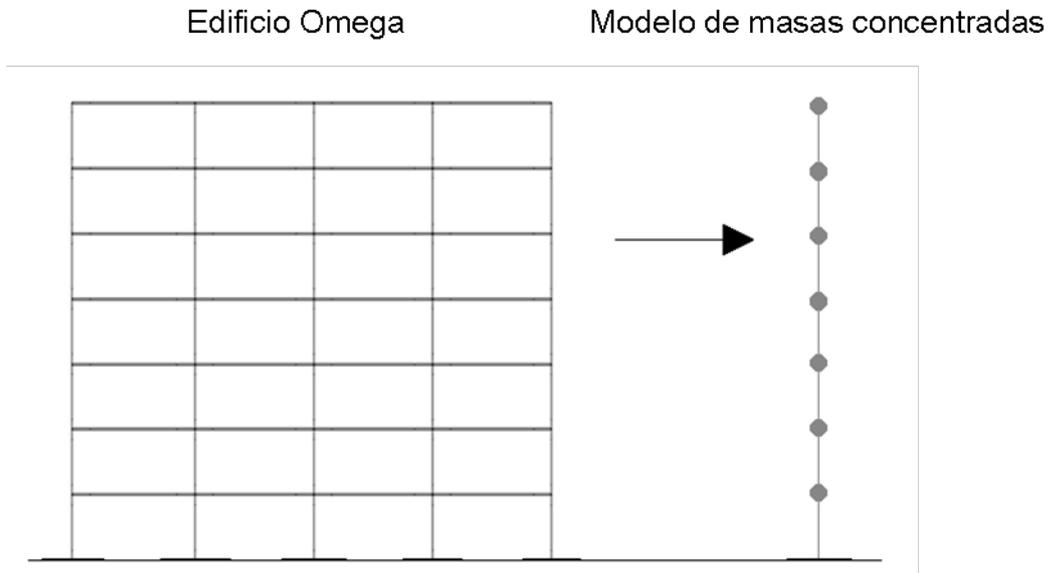


Figura 3-7 Modelo estructural del edificio Omega y su modelo dinámico de masas concentradas.

En la Figura 3-8 se muestran los primeros tres modos propios de vibración del modelo dinámico de la Figura 3-7; el número total de modos es igual al número de masas y el factor de participación de cada modo en la respuesta dinámica global se puede calcular a partir de la ecuación 3-9

$$PF_m = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{w_i \phi_{im}}{g}}{\sum_{i=1}^n \frac{w_i \phi_{im}^2}{g}} \quad 3-9$$

donde ϕ_{im} es la componente i del modo de vibración m y w_i es el peso del nivel i de la estructura. El coeficiente de masa efectiva es decir, el porcentaje de la masa total que se desplaza en cada modo de vibración, se puede calcular a partir de la ecuación 3-10. Por tanto, el concepto de masa efectiva permite representar cada modo de un modelo dinámico con múltiples grados de libertad mediante un sistema equivalente de un solo grado

de libertad que tenga una masa y una rigidez normalizada M^* y K^* , respectivamente (véanse la ecuaciones 3-5 y 3-6).

$$\alpha_m = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i \phi_{im}}{g} \right)^2}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i}{g} \right) \sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i \phi_{im}^2}{g} \right)} \quad 3-10$$

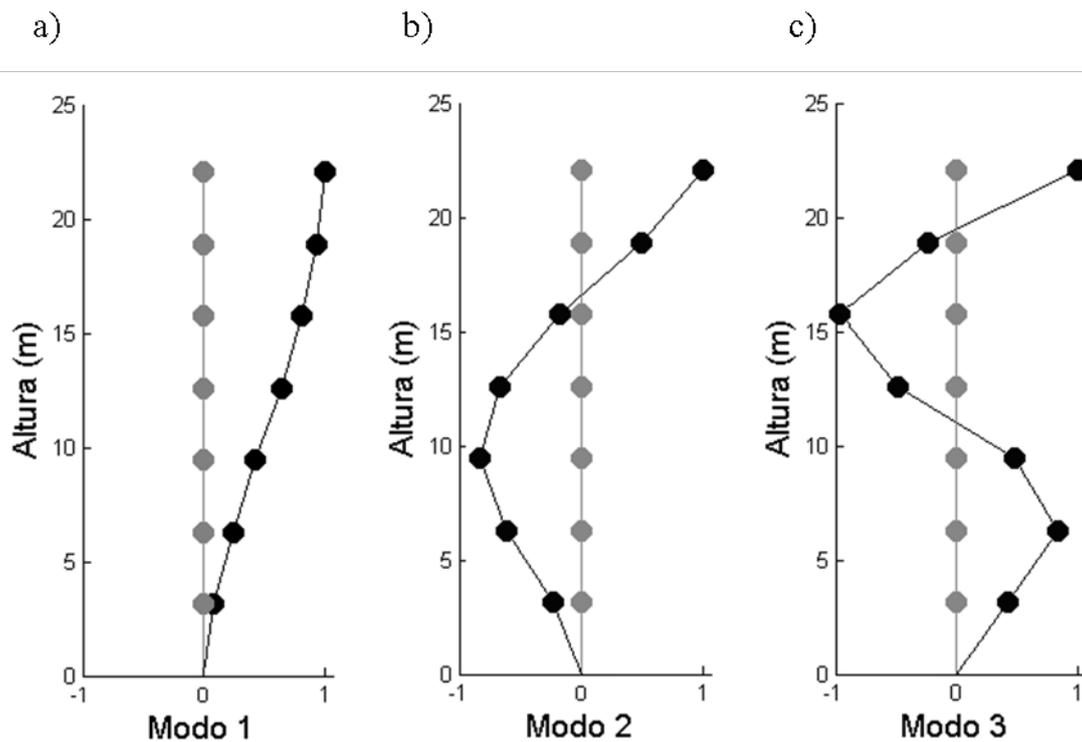


Figura 3-8 Modos de vibración obtenidos a partir del modelo estructural del edificio Omega.

Esta idea se ilustra en la Figura 3-9, en donde a_i es la aceleración a la que está sometida la masa m_i que, a su vez, produce la fuerza sísmica f_i , V es el cortante en la base de la estructura, k_i es la rigidez condensada de la planta i , δ_{techo} es el desplazamiento resultante en el techo de la estructura después de aplicar las fuerzas f_i , s_a y s_d son la aceleración y el desplazamiento espectral respectivamente. El concepto que se pretende sintetizar en la Figura 3-9 es que el desplazamiento en el techo producido por un patrón de cargas determinado es equivalente al desplazamiento espectral del sistema de vibración de un

grado de libertad. Esto permite transformar la curva de capacidad, obtenida a partir del PA, en un espectro de capacidad de un sistema de un grado de libertad.

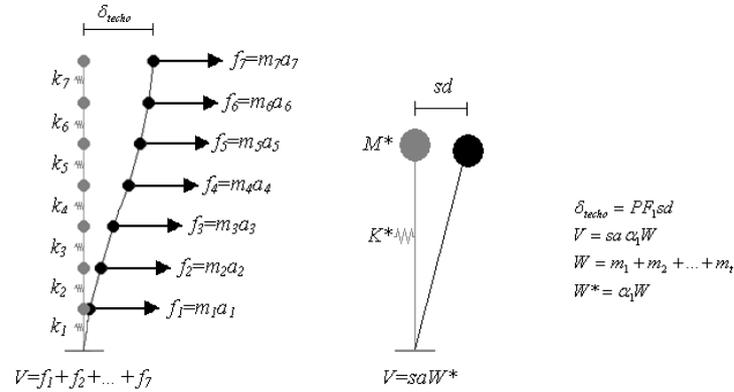


Figura 3-9 Modo fundamental de un sistema de múltiples grados de libertad y su equivalente sistema de un grado de libertad.

Esta representación es de gran ayuda para calcular la demanda a la que se somete una estructura, dado un espectro de respuesta elástico (e incluso inelástico) como se verá posteriormente. De la Figura 3-9, pueden deducirse fácilmente las ecuaciones que permiten la transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad (ATC-40 1996)

$$sd_j = \frac{\delta_j}{PF_1} \quad 3-11$$

$$sa_j = \frac{V_j / W}{\alpha_1} \quad 3-12$$

El subíndice j de las ecuaciones 3-11 y 3-12 hace referencia a los incrementos de carga aplicados sobre la estructura durante el análisis estático no lineal incremental. Por tanto, para la estructura mostrada en la Figura 3-3 se tiene que $PF_1=1.322$ y $\alpha_1=0.759$. Con esto, cada punto de la curva obtenida con el PA, puede ser transformado en un punto del espectro de capacidad (Figura 3-10). El espectro obtenido, puede ser representado en un formato bilineal, lo que es útil para definir los estados de daño. Las hipótesis para construir el espectro de capacidad bilineal son: 1) El área bajo la curva bilineal debe ser igual al área bajo la curva original. 2) Las coordenadas del punto de máximo desplazamiento deben coincidir en las dos curvas. 3) La pendiente del tramo inicial debe ser igual en las dos curvas. En la Figura 3-10 se muestra también la representación bilineal

del espectro de capacidad, que se puede definir completamente mediante los puntos (D_y, A_y) y (D_u, A_u) , mostrados en la misma. Estos puntos corresponden a la plastificación y al colapso de la estructura, respectivamente.

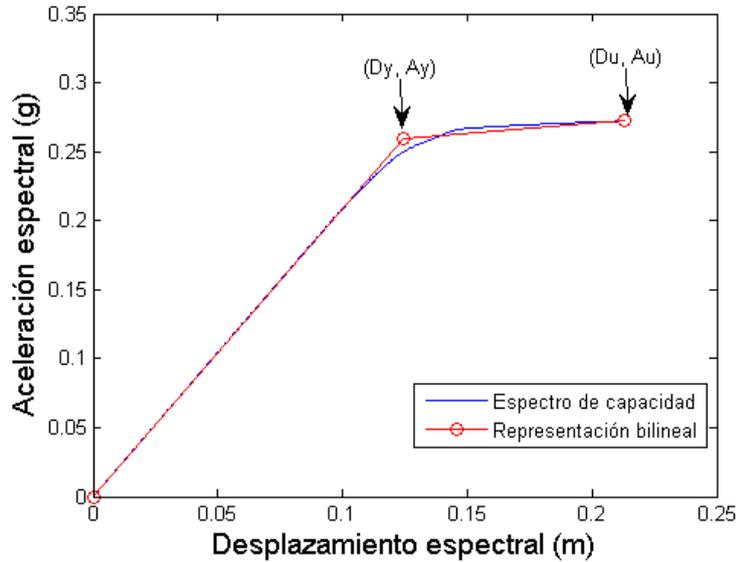


Figura 3-10 Espectro de capacidad obtenido a partir de la curva de capacidad calculada con el procedimiento adaptativo.

3.3 Los estados de daño

En diferentes trabajos anteriores se ha propuesto calcular el daño de la estructura partiendo de la definición de unos estados de daño ds , que son una descripción del daño en la estructura para un desplazamiento espectral dado. Por ejemplo, en Hazus-99 (1999) y en Risk-UE (2004) se definen 4 estados de daño: *leve*, *moderado*, *extensivo* y *completo*. La descripción de estos ds depende de la tipología estructural. Por ejemplo, en el caso de estructuras de hormigón armado, el ds *leve* se describe como el inicio de fisuras por momento flector o por cortante en las vigas y columnas; en el ds *completo* se considera que la estructura colapsa o que hay un inminente riesgo de colapso (Hazus-99). Risk UE propone definir los ds , de forma simplificada, a partir del espectro de capacidad en su representación bilineal. Partiendo de los valores (D_y, A_y) y (D_u, A_u) , en la ecuación 3-13 se definen los desplazamientos espectrales correspondientes a los umbrales de los cuatro estados de daño ds_i .

$$\begin{aligned}
ds_1 &= 0.7Dy \\
ds_2 &= Dy \\
ds_3 &= Dy + 0.25(Du - Dy) \\
ds_4 &= Du
\end{aligned}
\tag{3-13}$$

De estas ecuaciones se obtiene que para la estructura modelizada (Figura 3-3), $ds_1 = 0.0869$ m, $ds_2 = 0.1241$ m, $ds_3 = 0.1464$ m y $ds_4 = 0.2133$ m.

3.4 Las curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad que se alcance o exceda un estado de daño, como una función del parámetro que representa la intensidad de la acción sísmica. En este trabajo dicho parámetro es, en algunos casos, el desplazamiento espectral y en otros el PGA. Para construir las curvas de fragilidad se consideran las siguientes hipótesis: 1) la probabilidad de que se iguale o exceda el estado de daño en los desplazamientos espectrales de los umbrales de cada estado de daño, ds_i , es del 50%. 2) Las curvas de fragilidad siguen una función de probabilidad lognormal acumulativa descrita por la ecuación 3-14:

$$P[ds_i / sd] = \phi \left[\frac{1}{\beta_{ds_i}} \text{Ln} \left(\frac{sd}{ds_i} \right) \right]
\tag{3-14}$$

donde sd es el desplazamiento espectral y β_{ds_i} es la desviación estándar del logaritmo natural de la variable ds_i . 3) El daño sísmico esperado en los edificios sigue una distribución de probabilidad binomial. Por tanto, a partir de las hipótesis 1 y 3 se obtiene la distribución de probabilidades para los ds_i que se muestra en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2 Distribución de probabilidades para los ds_i .

	$P(ds_1)$	$P(ds_2)$	$P(ds_3)$	$P(ds_4)$
$P(ds_1) = 0.5$	0.5	0.119	0.012	0
$P(ds_2) = 0.5$	0.896	0.5	0.135	0.008
$P(ds_3) = 0.5$	0.992	0.866	0.5	0.104
$P(ds_4) = 0.5$	1	0.988	0.881	0.5

Una vez calculadas estas probabilidades, la hipótesis 2 permite obtener las curvas de fragilidad por medio de una técnica de mínimos cuadrados. En la Figura 3-11 se muestran las curvas de fragilidad para los ds_i correspondientes al edificio calculado. Este procedimiento puede resultar costoso en términos computacionales si fuera necesario hacerlo para muchas curvas de capacidad. No obstante, en el proyecto Risk-UE proponen unas ecuaciones simplificadas que tienen su base en las hipótesis expuestas previamente. Estas ecuaciones permiten calcular β_{ds_i} como una función de la ductilidad última de la estructura, μ_u , la cual viene dada por la ecuación 3-15.

$$\mu_u = \frac{Du}{Dy} \quad 3-15$$

Para el edificio Omega se tiene que la ductilidad última es 1.72; por tanto, a partir de la ecuación 3-16, y siguiendo las ecuaciones dadas en 3-13 para definir los estados de daño, es posible calcular unas curvas de fragilidad similares a las obtenidas con el procedimiento descrito previamente. Estas curvas se muestran también en la Figura 3-11 con el propósito de comparar los resultados. Cuando se usa el método basado en mínimos cuadrados se generan pares de puntos (ds_i, β_i) para los cuales se obtiene una curva de fragilidad que permite calcular el error cuadrático medio con los puntos preestablecidos a partir de la hipótesis que el daño se distribuye siguiendo una función de probabilidad binomial (Tabla 3-2). Cabe mencionar que en cada curva de fragilidad las variables ds_i y β_i controlan el valor medio y la inclinación de la curva, respectivamente. Construyendo diferentes curvas log-normales a partir de distintos puntos (ds_i, β_i) se busca la combinación de estas dos variables que minimicen el error cuadrático medio mencionado. En la Figura 3-12 se muestra un ejemplo de cómo varía el error en función de ds_i y β_i ; en este caso se muestra la variación del error para las curvas de fragilidad del edificio Omega. El valor mínimo del error de la superficie mostrada en la Figura 3-12, indica los valores ds_i y β_i que mejor ajustan la curva de fragilidad para cada estado de daño. Por otra parte, en la Figura 3-11, puede verse que el método de Risk-UE para calcular la curva de fragilidad asociada al estado de daño *leve* estima razonablemente bien los re-

sultados obtenidos con mínimos cuadrados, pero para los estados de daño superiores la diferencia empieza a ser considerable.

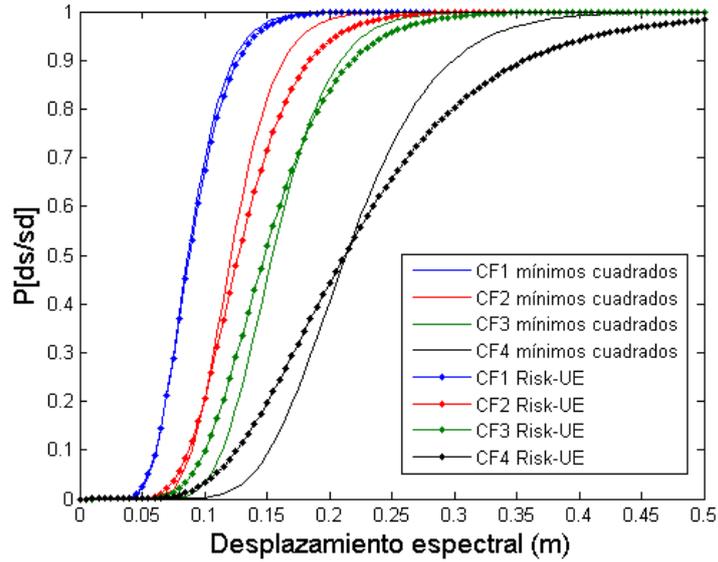


Figura 3-11 Curvas de fragilidad para el edificio Omega.

Además, es importante destacar que la ductilidad última de la estructura estudiada es muy limitada. Por tanto, es probable que, para valores superiores, la aproximación de Risk-UE sea aún menos apropiada. En la Tabla 3-3 se muestran los valores ds_i y β_i obtenidos a partir de los dos métodos.

Tabla 3-3 Umbrales de los estados de daño y desviaciones estándar para definir las curvas de fragilidad.

	Mínimos cuadrados	Método de Risk-UE
ds_1	0.0869	0.0869
ds_2	0.1204	0.1241
ds_3	0.1512	0.1464
ds_4	0.2133	0.2133
β_{ds_1}	0.268	0.2879
β_{ds_2}	0.220	0.2975
β_{ds_3}	0.232	0.3166
β_{ds_4}	0.282	0.4208

Las ecuaciones 3-16 ponen en manifiesto que existe una relación directa entre la ductilidad μ_u y β_{ds_i} de cada curva de fragilidad.

$$\begin{aligned}
 \beta_{ds_1} &= 0.25 + 0.07\mu_u \\
 \beta_{ds_2} &= 0.20 + 0.18\mu_u \\
 \beta_{ds_3} &= 0.10 + 0.40\mu_u \\
 \beta_{ds_4} &= 0.15 + 0.50\mu_u
 \end{aligned}
 \tag{3-16}$$

No obstante, como ya se ha dicho, las diferencias pueden ser significativas y, por tanto, resulta conveniente desarrollar unas nuevas ecuaciones que generen valores que ajusten mejor las curvas de fragilidad obtenidas a partir de mínimos cuadrados. Para esto, resulta necesario encontrar la relación entre μ_u y β_{ds_i} de forma numérica y, después, ajustar una ecuación. El primer paso consiste en simular unos estados de daño sobre un intervalo de ductilidad, en este caso $1.1 < \mu_u < 6$. Para esto se define el vector $ds_4 = [1.1, 1.11, 1.12 \dots 6]$ y se asume que ds_2 es siempre 1 de lo que se obtiene un vector μ_u cuyas componentes son iguales a las del vector ds_4 . Mediante las ecuaciones 3-13 se calculan los umbrales de los estados de daño restantes, es decir ds_1 y ds_3 . Luego se procede a calcular las curvas de fragilidad correspondientes a los estados de daño simulados. En la Figura 3-13 se muestra la evolución de la variable β_{ds_i} para cada estado de daño. Nótese que la curva asociada al estado de daño 2, tiene una discontinuidad para una ductilidad alrededor de 1.56 lo que puede producir problemas. Por ejemplo, si se conoce la respuesta aleatoria del sistema y el valor esperado de la función de densidad de probabilidad que representa la ductilidad es 1.56, dependiendo de la desviación estándar se tendrían dos familias de curvas de fragilidad para el estado de daño *moderado*. Una posible solución es extrapolar los valores de la primera parte de la curva a partir del segundo tramo, mediante una regresión polinómica, con lo que se obtendría una función continua. Para el resto de relaciones $\mu_u - \beta_{ds_i}$ la regresión puede hacerse considerando todos los valores de μ_u simulados. En este caso, para hacer la regresión, el orden del polinomio que produce un mejor ajuste es 4 en todos los casos. La disminución del error cuadrático medio para polinomios de orden superior ha sido revisada y se considera insignificante.

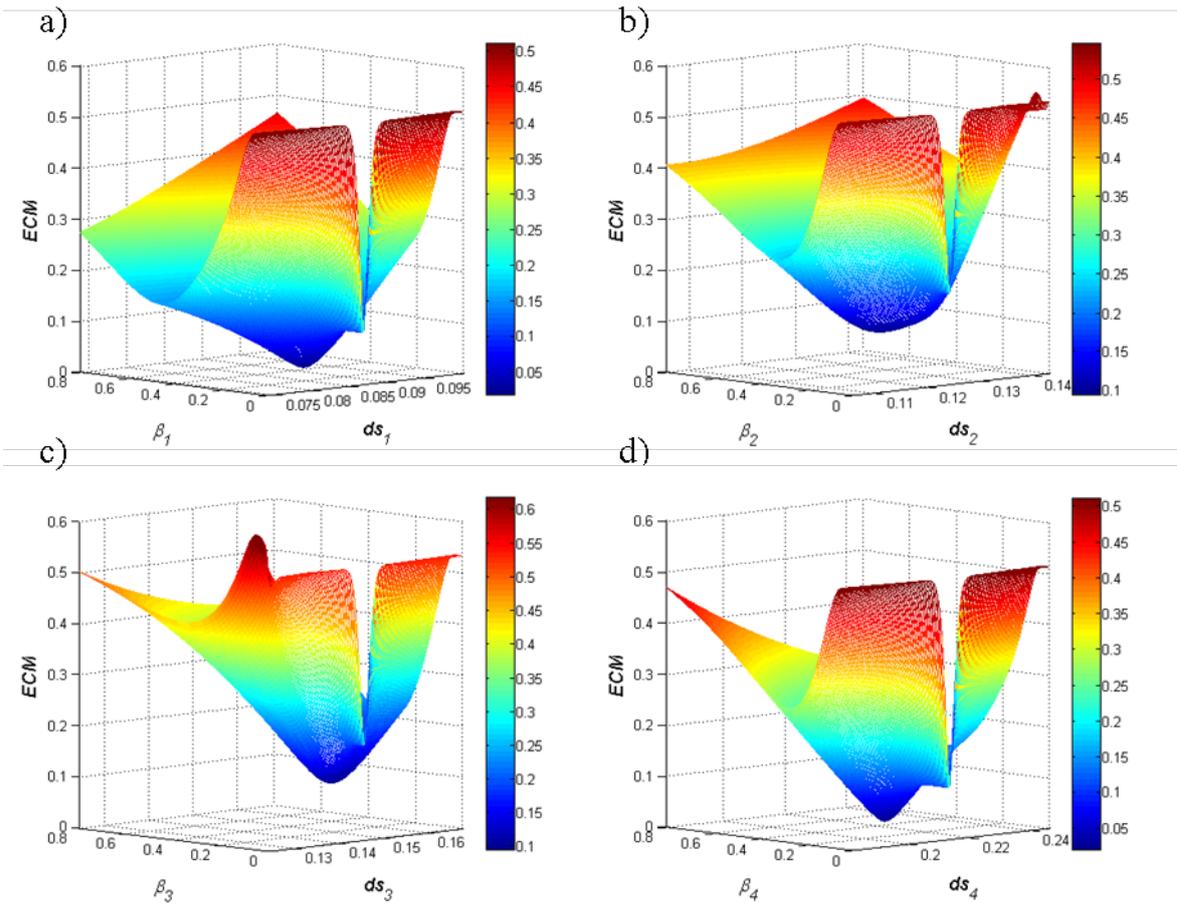


Figura 3-12 Superficie que muestra la solución que mejor aproxima una curva de fragilidad para cada estado de daño.

La ecuación 3-17 muestra los polinomios de orden 4 que sirven para modelar la relación que existe entre la ductilidad última, μ_u , y la desviación estándar de la función cumulativa log-normal, β_{ds_i} , que sirve para representar cada curva de fragilidad.

$$\begin{aligned}
 \beta_{ds_1} &= -0.000916\mu_u^4 + 0.0151\mu_u^3 - 0.09011\mu_u^2 + 0.2293\mu_u + 0.0705 \\
 \beta_{ds_2} &= -0.000412\mu_u^4 + 0.0074\mu_u^3 - 0.0544\mu_u^2 + 0.2409\mu_u - 0.0695 \\
 \beta_{ds_3} &= -0.001701\mu_u^4 + 0.0295\mu_u^3 - 0.1981\mu_u^2 + 0.7054\mu_u - 0.5339 \\
 \beta_{ds_4} &= -0.001761\mu_u^4 + 0.0319\mu_u^3 - 0.2274\mu_u^2 + 0.8234\mu_u - 0.6113
 \end{aligned}
 \tag{3-17}$$

En la Figura 3-14 se muestra la relación $\mu_u - \beta_{ds_i}$ de cada curva de fragilidad así como el ajuste obtenido a partir del polinomio de cuarto orden; además, se muestran las curvas que se obtienen con las ecuaciones de Risk-UE.

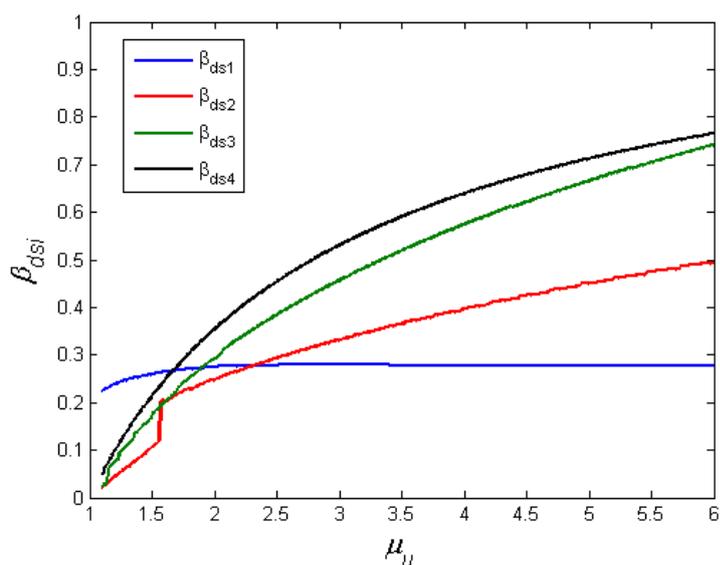


Figura 3-13 Variación de la desviación estándar en función de la ductilidad última obtenida a partir de la curva de capacidad.

Esta figura demuestra que las ecuaciones de Risk-UE empiezan a ser más imprecisas a medida que aumenta el estado de daño y la ductilidad, como se había supuesto anteriormente. No obstante, como puede verse en la Figura 3-14, es claro que la causa principal de este desajuste se debe al término independiente de las ecuaciones 3-16. Estas ecuaciones son de la forma $y = a_1 + a_2 \ln(x)$ y, por tanto, a partir de los resultados obtenidos con los estados de daño simulados, es posible encontrar los coeficientes a_1 y a_2 que minimicen el error cuadrático medio de estas funciones, obteniendo las ecuaciones 3-18.

$$\begin{aligned}
 \beta_{ds_1} &= 0.257 + 0.015\mu_u \\
 \beta_{ds_2} &= 0.091 + 0.222\mu_u \\
 \beta_{ds_3} &= 0.007 + 0.409\mu_u \\
 \beta_{ds_4} &= 0.064 + 0.407\mu_u
 \end{aligned}
 \tag{3-18}$$

Los resultados obtenidos se muestran también en la Figura 3-14 en donde se puede ver el buen ajuste con la función objetivo, es decir, la obtenida a partir de los estados de daño simulados.

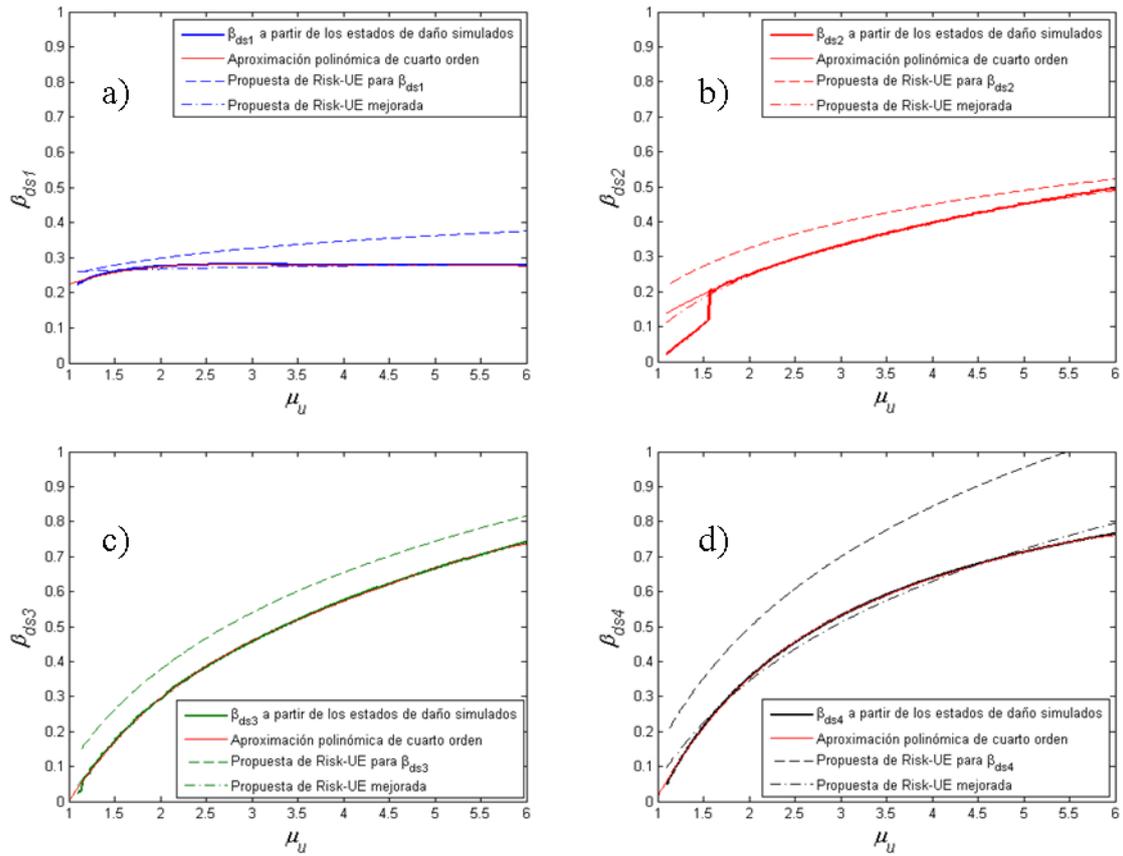


Figura 3-14 Relación entre μ_u y β_{ds_i} para calcular las curvas de fragilidad. Además, se muestra la corrección de la discontinuidad en la relación que existe entre μ_u y β_{ds_2} .

Finalmente, respecto al procedimiento descrito para obtener curvas de fragilidad, cabe destacar que, al no fijar el valor esperado de las curvas de fragilidad (ds_i) a 0.5, cuando se busca el error cuadrático medio existe una leve variación de los umbrales de los estados de daño ds_2 y ds_3 obtenido con las ecuaciones 3-13 y el calculado a partir de la minimización. Si esto se quiere corregir se propone hacerlo por medio de las ecuaciones 3-19

$$\begin{aligned}
 ds_{2c} &= ds_2 + 0.00271\mu_u & \text{si } \mu_u > 1.565 \\
 ds_{3c} &= -0.0085ds_3^2 + 1.3135ds_3 - 0.2153
 \end{aligned}
 \tag{3-19}$$

en donde ds_{ic} es el umbral del estado i de daño corregido.

3.5 El índice de daño esperado

De las curvas de fragilidad se pueden calcular las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño $P(ds_i)$ a partir de la ecuación 3-20

$$P(ds_i) = \begin{cases} 1 - CF_{i+1}, & i = 0 \\ CF_{i+1} - CF_i, & 0 < i < 4 \\ CF_i, & i = 4 \end{cases} \quad i \in \{0, 1, \dots, 4\} \quad 3-20$$

en donde CF_i es el valor de la curva de fragilidad asociada al estado de daño i . Por otra parte, conviene tener una medida representativa del daño global en la estructura. Por tanto, a partir de las probabilidades calculadas se puede obtener un índice de daño esperado, ID , que es el estado de daño medio normalizado. El ID se obtiene mediante la ecuación 3-21

$$ID = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n iP(ds_i) \quad 3-21$$

donde n es el número de estados de daño considerados, en este caso 4. En la Figura 3-15 se puede apreciar el ID calculado a partir de las curvas de fragilidad de la Figura 3-11 para todos los desplazamientos espectrales entre 0 y 0.5m. La curva de la Figura 3-15 puede interpretarse como una curva de daño de la estructura. Dado un desplazamiento espectral, las probabilidades de ocurrencia de los estados de daño son equivalentes a la matriz de probabilidad de daño. A medida que el desplazamiento espectral aumenta, la probabilidad de ocurrencia del estado de daño de colapso aumenta y la de los otros estados disminuye. Una forma compacta de presentar estos resultados se muestra en la Figura 3-16. De esta figura se puede obtener fácilmente la probabilidad de ocurrencia de cada estado de daño para cualquier desplazamiento espectral. Para definir escenarios de daño esta información resulta muy valiosa. Por tanto, ahora se cuenta con una curva que entrega el valor del daño global esperado en una estructura cuando se ve sometida a un desplazamiento en el techo. El siguiente paso es encontrar una manera simplificada de definir cuál será este desplazamiento si se dispone de la demanda sísmica y de la capacidad de la estructura.

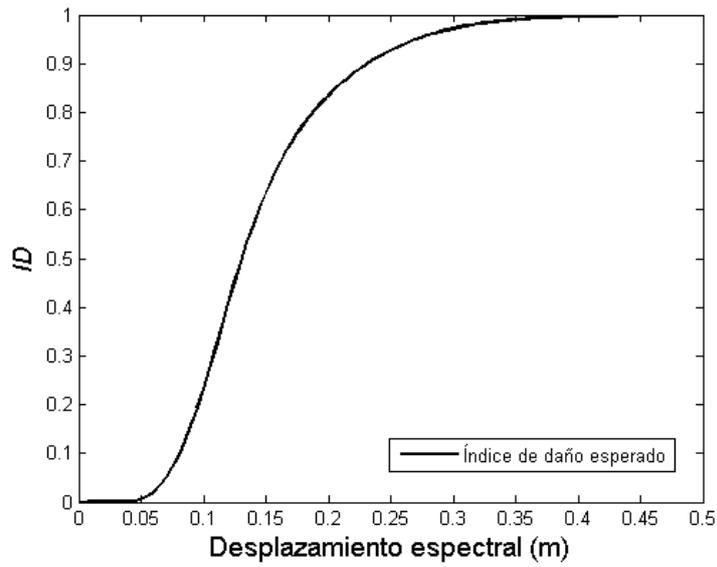


Figura 3-15 Índice de daño obtenido como función del desplazamiento espectral a partir de las curvas de fragilidad del edificio Omega.

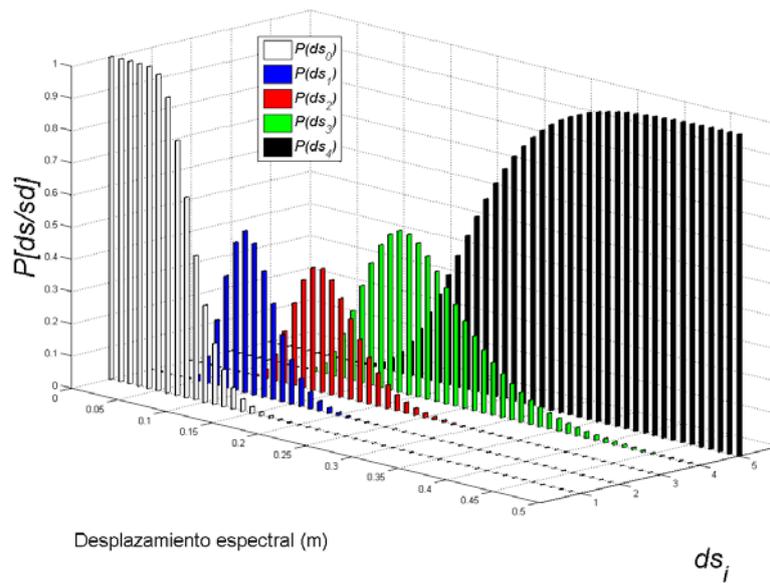


Figura 3-16 Evolución de las probabilidades de cada estado de daño como una función del desplazamiento espectral.

3.6 El punto de capacidad por demanda

Hasta ahora se ha mostrado cómo se calcula la capacidad de una estructura a partir de un análisis estático no lineal incremental y se han mostrado varias formas de evaluar la

susceptibilidad que tiene ésta de sufrir daños frente a un sismo. En el capítulo 2 se presentaron los espectros de respuesta elástica los cuales entregan la máxima respuesta de un sistema de un grado de libertad para diferentes periodos, dada una acción sísmica. Estos espectros se pueden presentar de tal manera que se relacione la aceleración espectral con el desplazamiento espectral haciendo uso de la ecuación 2-6. Como se ha visto en el apartado 3.5 de este capítulo, la curva de capacidad se puede expresar, también, para que relacione la aceleración espectral con el desplazamiento espectral, lo que permite combinar la demanda sísmica de una zona con la capacidad de una estructura y, por tanto, encontrar el desplazamiento espectral esperado, sd_e , que alcanza el edificio. Este sd_e puede estimarse mediante métodos simplificados propuestos en el ATC-40. En esta tesis se utilizan dos de estos métodos.

3.6.1 Aproximación lineal equivalente

El primer procedimiento para calcular el desplazamiento espectral esperado se denomina “aproximación lineal equivalente” (ALE; Figura 3-17).

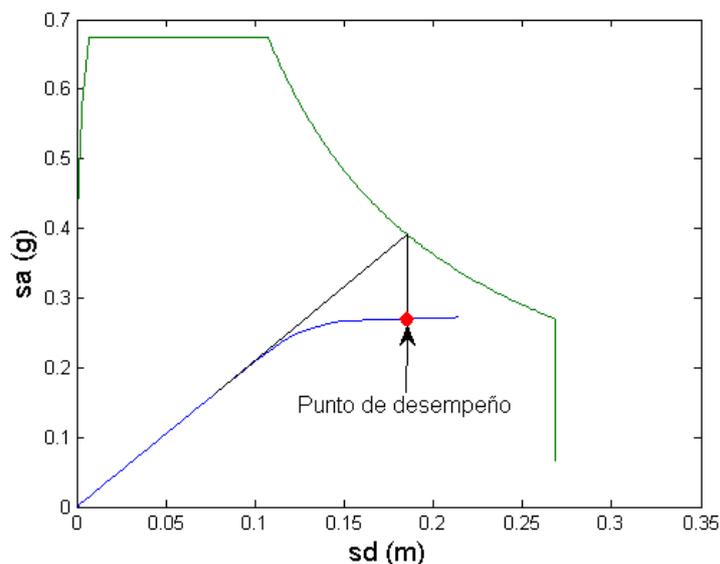


Figura 3-17 Representación gráfica de la aproximación lineal equivalente.

Ésta consiste en suponer que la estructura permanece en régimen elástico lineal y, por tanto, sólo es necesario prolongar el tramo inicial del espectro de capacidad y cruzarlo con el espectro de demanda en formato $sa-sd$. La proyección de este punto de cruce so-

bre la curva de capacidad representa el punto de capacidad por demanda. A manera ilustrativa, se selecciona el espectro de demanda tipo 1 para un suelo tipo D y para un PGA de 0.2 g y se obtiene el punto de capacidad por demanda para el edificio Omega usando la ALE; el desplazamiento espectral esperado que se obtiene es $sd_e = 0.19 m$.

3.6.2 Procedimiento que considera la ductilidad de la estructura (PA-8)

La aproximación lineal equivalente resulta útil si no se dispone de datos necesarios que consideren la degradación de la rigidez lateral de la estructura. Como se ha mostrado en el apartado 3.1, para calcular la curva de capacidad del edificio Omega, se ha tenido en cuenta un modelo elasto-plástico. Esto indica que se considera la disipación de la energía por medio de la plastificación de los elementos estructurales. Por tanto, para considerar este efecto en el cruce de la demanda con la capacidad, varios autores han propuesto reducir el espectro de demanda elástico en función de la ductilidad de la estructura (Fajfar y Vidic 1994; Miranda 1996; Cosenza y Manfredi 1997). En el ATC-40 se propone un procedimiento iterativo, para estructuras de hormigón armado, en el que el espectro de demanda es reducido debido a la ductilidad de la estructura que se calcula a partir de la forma bilineal del espectro de capacidad. Este método se denomina en el ATC-40 como procedimiento A y se encuentra en el capítulo 8, por tanto en este trabajo es denominado PA-8. Los pasos descritos en el ATC-40 para obtener el punto de capacidad por demanda mediante el procedimiento PA-8 son:

1. Obtener el espectro de respuesta elástica para un amortiguamiento del 5%. En el caso del ejemplo considerado se trata del espectro tipo 1 y suelo tipo D del EC-8.
2. Transformar la curva de capacidad en un espectro de capacidad tal y como se explicó en el apartado 3.2.
3. Seleccionar un punto de capacidad por demanda de partida dentro de la curva de capacidad. En el ATC-40 se propone que se considere el punto de capacidad por

demanda obtenido con la ALE, el último punto de la curva de capacidad o cualquier otro punto con base en un juicio de experto.

4. Calcular la representación bilineal del espectro de capacidad para el punto seleccionado tal y como se muestra en la Figura 3-18.

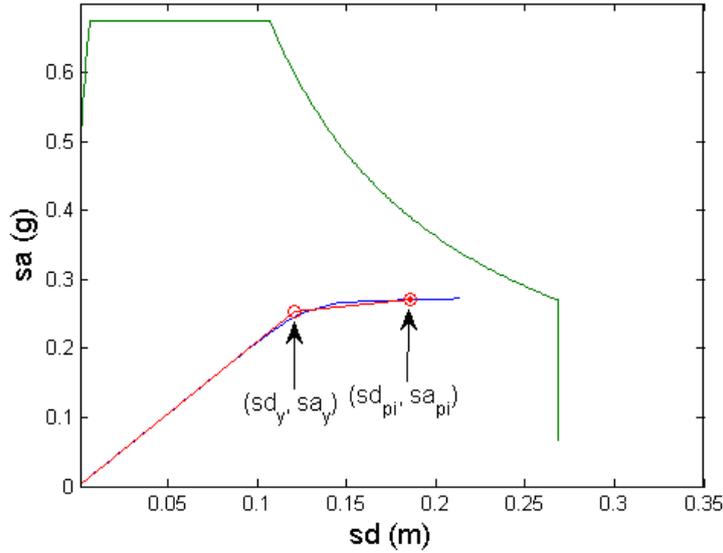


Figura 3-18 Forma bilineal para el punto seleccionado como primer paso de la iteración en el PA-8.

5. Calcular los factores de reducción espectral a partir de los puntos mostrados en la Figura 3-18 mediante las ecuaciones 3-22 y 3-23 (ATC-40) y reducir el espectro por estos valores como se muestra en la Figura 3-19

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left(\frac{63.7k(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right)}{2.12} \quad 3-22$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left(\frac{63.7k(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right)}{1.65} \quad 3-23$$

en donde k es un factor de modificación por amortiguamiento que depende del tipo de comportamiento estructural que se describe en el capítulo 8 del ATC-40. A partir de estos factores, se reduce el espectro de demanda y se calcula la inter-

sección del espectro reducido con el espectro de capacidad, tal y como se muestra en la Figura 3-20.

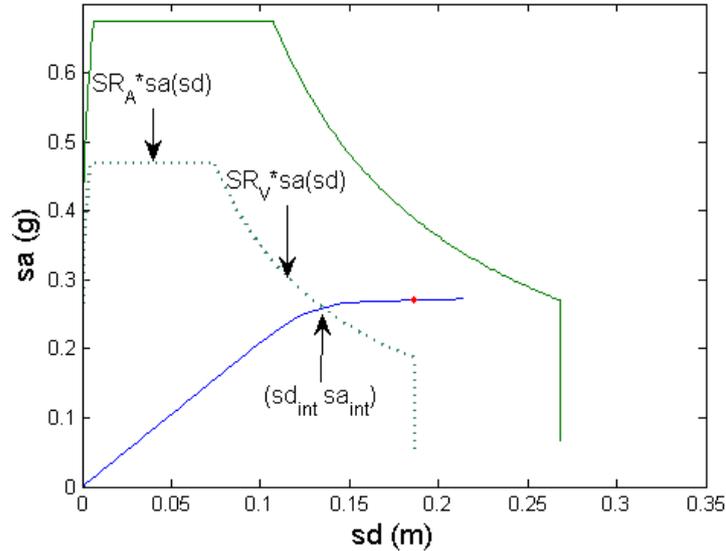


Figura 3-19 Punto de cruce entre el espectro de demanda reducido y el espectro de capacidad.

6. El siguiente paso es verificar que se cumpla la siguiente condición de tolerancia:

$$|sd_{int} - sd_{pi}| < 0.05sd_{pi} \quad 3-24$$

7. Si el espectro de demanda reducido no interseca al espectro de capacidad con la tolerancia dada, se selecciona un nuevo punto de capacidad de inicio de las iteraciones, es decir, se va de nuevo al paso 3. El ATC-40 sugiere que el nuevo punto de capacidad experimental sea el obtenido en el paso 5.
8. Finalmente, si el espectro de demanda reducido interseca con el espectro de capacidad con la tolerancia dada por la ecuación 3-24, el punto de capacidad por demanda será el punto de capacidad inicial seleccionado. El desplazamiento espectral máximo esperado en la estructura para la demanda sísmica seleccionada en el paso 1, corresponde al desplazamiento espectral asociado al punto de capacidad por demanda.

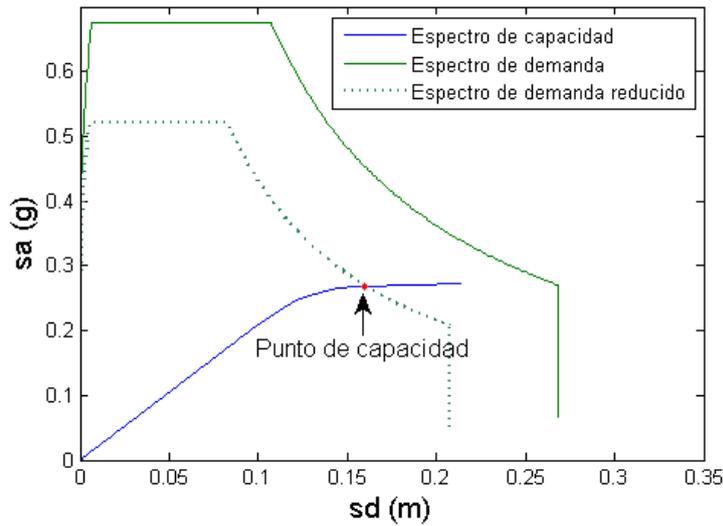


Figura 3-20 Punto de capacidad por demanda obtenido con el PA-8.

Si se escala el espectro de demanda tipo 1 para un suelo tipo D y para un PGA de 0.2g y se obtiene el punto de capacidad por demanda para el edificio Omega usando el PA-8, el desplazamiento espectral esperado que se obtiene es $sd_e = 0.16 m$. Este desplazamiento espectral es menor que el obtenido con la ALE. Los resultados obtenidos con ambos procedimientos se muestran en la Tabla 3-4.

Tabla 3-4 Resumen de resultados obtenidos usando la ALE y el PA-8.

	ALE	PA-8
$sd_e (m)$	0.19	0.16
$P(ds_1) \%$	99.7	98.7
$P(ds_2) \%$	96.7	88.4
$P(ds_3) \%$	78.5	56.1
$P(ds_4) \%$	30.3	13.9
ID	0.79	0.69

En esta tabla, puede verse que el daño obtenido a partir de la ALE es mayor que el obtenido con el PA-8 lo que indica que este procedimiento está del lado de la seguridad. No obstante, a medida que aumenta el PGA al que se escala el espectro de demanda, la diferencia empieza a ser considerable y, por tanto, cada vez se subestima más la capacidad de disipar energía de una estructura. En el caso de estructuras de ductilidad limita-

da, como lo son los edificios con forjados reticulares (Vielma et al. 2009; Vielma et al. 2010), este error no es tan grande; no obstante se recomienda el uso del PA-8 para estimar el desplazamiento espectral esperado de una estructura.

En la Figura 3-21 se muestran las matrices de probabilidad de daño para el desplazamiento espectral esperado obtenido con ambos procedimientos. Es importante destacar que estas matrices son casos particulares de las matrices generalizadas dadas en la Figura 3-16.

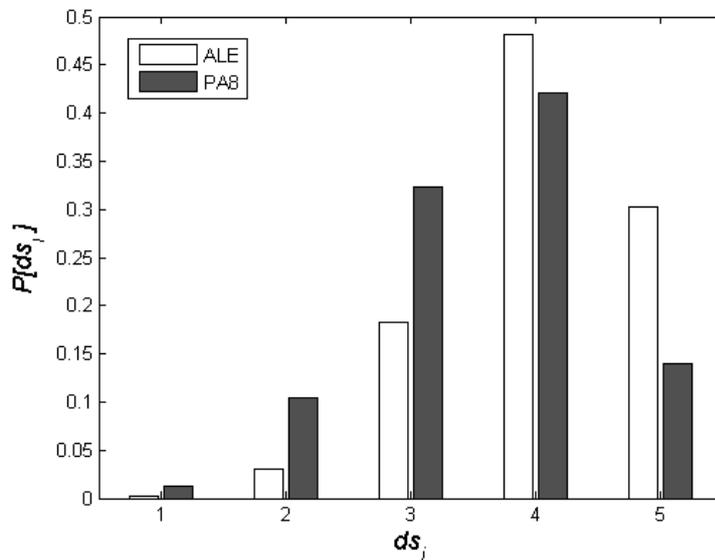


Figura 3-21 Matrices de probabilidad de daño para los desplazamientos espectrales esperados obtenidos con la ALE y con el PA-8.

Los procedimientos descritos para cruzar la capacidad con la demanda permiten incluir la acción sísmica en la curva de daño mostrada en la Figura 3-15. Para esto, resulta necesario escalar la acción sísmica para distintos PGAs y obtener el desplazamiento espectral esperado asociado. Por tanto, se obtiene una relación entre el PGA y el sd_e que permite hacer un cambio de variable independiente en la curva de daño y, por tanto, el resultado es una curva que proporciona el daño esperado en una estructura si ocurriera un sismo cuyo espectro fue usado para llevar a cabo el cambio de variable. En la Figura 3-22 se muestra la relación entre el PGA y el sd_e obtenida de manera incremental hasta 0.4 g con un intervalo de 0.01 g usando la ALE y el PA8.

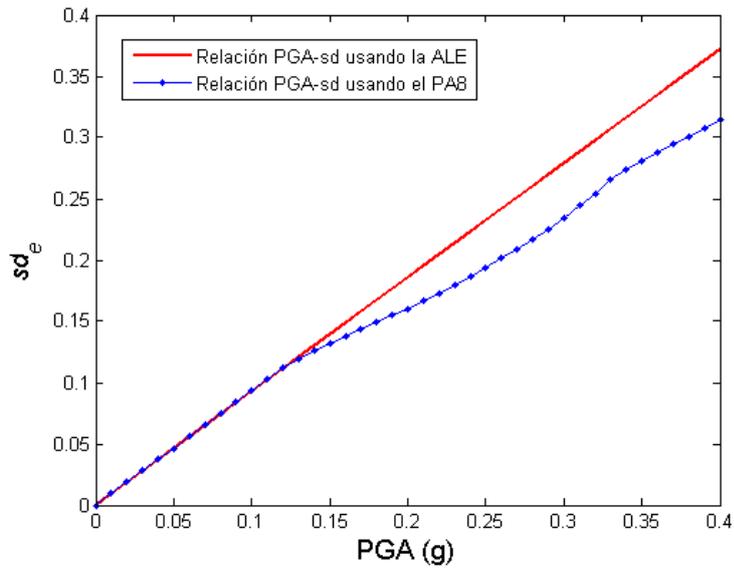


Figura 3-22 Relación entre el PGA y el desplazamiento espectral esperado usando metodologías simplificadas.

A partir de dicha relación es posible hacer un cambio de variable que permita incluir la acción sísmica en el daño esperado de un edificio. En la Figura 3-23 se muestran las curvas de daño obtenidas realizando el cambio de variable mencionado.

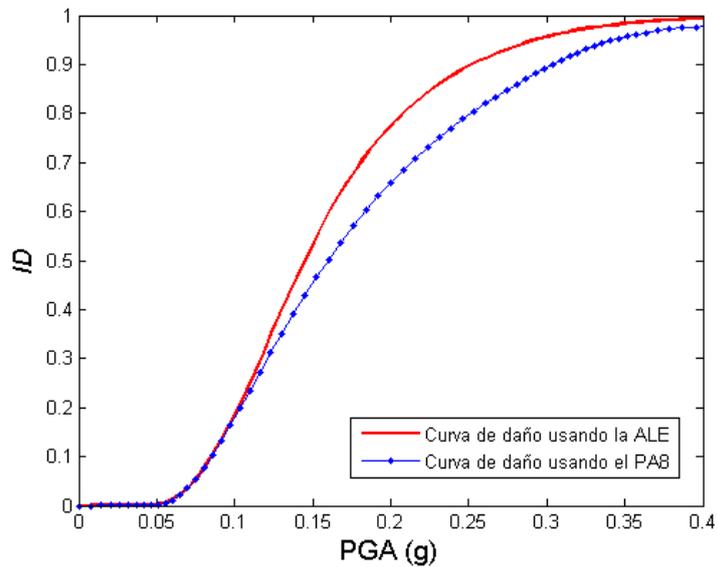


Figura 3-23 Curvas de daño del edificio Omega si estuviera ubicado en una zona sísmica compatible con el espectro del EC-8 tipo 1 y suelo tipo D.

En esta figura puede verse claramente que la diferencia en términos de daño empieza a ser notoria a para un PGA mayor a 0.12 g; no obstante, como el límite superior de daño es 1, la diferencia tiende a disminuir cuando el PGA es mayor a 0.24 g.

3.7 Resumen y conclusión

En este capítulo se ha mostrado cómo, a partir del método del espectro de capacidad, se puede evaluar el daño sísmico de estructuras usando la metodología propuesta en Risk-UE (2004). Se ha explicado cómo puede calcularse la capacidad de la estructura a partir del “*pushover analysis*” y la demanda sísmica mediante el espectro de respuesta de aceleración. Se han explicado dos procedimientos para cruzar el espectro de capacidad y el de demanda para obtener las solicitaciones sísmicas a las que se verá sometida la estructura. El punto de cruce se denomina punto de capacidad por demanda. Ambos métodos consideran que una estructura de múltiples grados de libertad puede ser representada por un sistema de un solo grado de libertad. El primero de los procedimientos para obtener el punto de capacidad por demanda, denominado aproximación lineal equivalente, consiste en extender el tramo elástico del espectro de capacidad y cruzarlo con el espectro de demanda. El segundo procedimiento para estimar el punto de capacidad por demanda tiene en cuenta la ductilidad de la estructura reduciendo el espectro de respuesta. A partir del punto de capacidad por demanda se puede calcular el desplazamiento esperado en el techo de la estructura así como el cortante basal esperado. Además, se ha mostrado cómo, a partir de la curva de capacidad, se pueden obtener estados de daño, curvas de fragilidad y curvas de daño las cuales definen completamente la vulnerabilidad de una estructura. Estas curvas son funciones del desplazamiento esperado. Por tanto, conocido el punto de capacidad por demanda y, por ejemplo, la curva de daño, es posible estimar el daño esperado en la estructura. Este capítulo, además de revisar los conceptos y métodos del análisis no lineal estático, contiene también una contribución novedosa y relevante, dada su utilidad cuando se adopta un enfoque probabilista en el cual es necesario construir y analizar miles de espectros de capacidad y de curvas de fragilidad. Concretamente, a partir del espectro de capacidad en su forma bilineal, se proponen ecuaciones que permiten, por un lado, afinar los umbrales de los estados de daño, sd_i , propuestos en el proyecto Risk-UE y, por otro, determinar los parámetros de dispersión de las curvas

de fragilidad, β_i . Para ilustrar los métodos y procedimientos aquí expuestos, se ha modelizado un edificio de hormigón armado con forjados reticulares, del cual se dispone de planos detallados y de memoria constructiva. Por otra parte se ha ejemplificado un análisis completo de daño usando el espectro de demanda propuesto en el Eurocódigo 8, de tipo 1 y para suelo tipo D, obteniéndose la curva de daño esperado para acciones sísmicas incrementadas entre valores del PGA 0 y 0.4 g. Este tipo de curvas son de gran utilidad para el cálculo de riesgo sísmico a nivel urbano. El capítulo siguiente es análogo a éste pero dedicado al análisis no lineal dinámico. En él también se discutirán las ventajas y limitaciones del análisis estático comparado con el análisis dinámico. Los capítulos 1 y 6 son aplicaciones específicas de análisis de daño. En el capítulo 1, además se constata que la técnica de construcción de las curvas de fragilidad y análisis de daño, tal como está propuesto en este capítulo, puede sobreestimar el daño leve y subestimar el daño severo y se propone una técnica, basada en la degradación de rigidez tangente, que permite determinar, a partir del análisis estático, un índice de daño compatible con el índice de daño de Park y Ang, determinado a partir del análisis dinámico, conciliando así los resultados de la estimación de daños obtenidos mediante ambos métodos.

4. EL ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

4.1 Introducción

La herramienta numérica más adecuada para estudiar el comportamiento no lineal de una estructura sometida a acciones dinámicas es el cálculo dinámico no lineal (ADNL). A partir del ADNL es posible calcular, en cada paso del tiempo, las tensiones, las deformaciones, los esfuerzos, los desplazamientos o el daño, entre otras variables, en cualquier elemento de una estructura excitada por una acción dinámica. Los resultados obtenidos mediante el ADNL son referencia para cualquier método de cálculo más simplificado que se utilice.

En este capítulo se explica la ecuación de equilibrio dinámico de una estructura para sistemas de múltiples grados de libertad, la deducción de las matrices que la definen, así como algunos de los métodos numéricos utilizados en la práctica para resolverla. Además, a partir de la respuesta no lineal del sistema es posible calcular índices de daño considerando la degradación de la resistencia de los elementos y la energía disipada, entre otras variables. Si el cálculo dinámico se hace de forma incremental, es posible obtener curvas de daño que relacionan el índice de daño con la variable incremental que representa la intensidad de la acción sísmica. En este capítulo se explican detalladamente los pasos a seguir para obtenerlas. Se consideran varias acciones sísmicas lo que permite calcular curvas de daño probabilistas. No obstante, no se incluyen en el análisis las incertidumbres asociadas con la resistencia de la estructura. Finalmente, se muestra cómo se pueden interpretar y utilizar los resultados obtenidos. Cabe destacar que las curvas de daño obtenidas mediante el cálculo dinámico no lineal deben ser la referencia para calibrar curvas que tengan su base en cálculos estructurales más simples como, por ejemplo, el cálculo estático no lineal.

4.2 Ecuaciones del movimiento

El análisis dinámico no lineal (ADNL) permite evaluar la respuesta de una estructura sometida a una historia de aceleraciones, velocidades o desplazamientos, considerando el comportamiento no lineal de los materiales. Este procedimiento consiste en resolver la ecuación dinámica de equilibrio para sistemas de muchos grados de libertad

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + K(u)u(t) = f(t) \quad 4-1$$

en donde $u(t)$, $\dot{u}(t)$ y $\ddot{u}(t)$ son vectores que representan los desplazamientos, las velocidades y las aceleraciones en los grados de libertad considerados. M es la matriz que contiene la masa de cada grado de libertad, C es la matriz de amortiguamiento, K es la matriz de rigidez y $f(t)$ es la fuerza aplicada a la estructura en cada instante de tiempo t . Las tres matrices que intervienen en la ecuación del movimiento se describen a continuación.

4.2.1 La matriz de masa

En muchos de los programas de cálculo estructural, la masa de una estructura se introduce a partir del peso, transformándolo internamente en masa. En el programa RUAU-MOKO, la contribución de los elementos estructurales a la matriz de masa puede hacerse de tres maneras:

- Matriz de de masa concentrada: la contribución de la masa se concentra en los elementos de la diagonal principal de la matriz asociados a los 3 grados de libertad traslacionales, sin considerar la contribución a los grados de libertad rotacionales.
- Matriz de masa diagonal: es igual que en el caso anterior, excepto que se considera la contribución a los grados de libertad rotacionales en los términos de la diagonal principal correspondientes (Cook 1981).
- Matriz de masa consistente: utiliza la cinemáticamente equivalente matriz de masa de Clough (1993) donde las fuerzas de inercia están asociadas a todos los grados de libertad. De esta manera se obtiene una matriz de masa con el mismo ancho de banda que la matriz de rigidez.

La representación de masa consistente requiere un mayor esfuerzo computacional, puesto que es necesario obtener las fuerzas inerciales en cada paso de tiempo del análisis mediante la multiplicación de la matriz de masa por las aceleraciones nodales. En esta tesis se ha usado la matriz de masa concentrada cuando se hacen cálculos dinámicos en 2D y la matriz de masa diagonal cuando se hacen en 3D.

4.2.2 La matriz de amortiguamiento

El amortiguamiento se define como la capacidad de un sistema de disipar energía cinética transformándola en otro tipo de energía. Típicamente la energía cinética es transformada en energía térmica, en energía de deformación o en ambas. Existen diversas formas de modelizar el amortiguamiento. La más simple consta de una partícula o masa concentrada que va perdiendo velocidad bajo la acción de una fuerza de amortiguamiento proporcional a su velocidad:

$$F = C\dot{u} \quad 4-2$$

en donde F es la fuerza de oposición al movimiento (fuerza de amortiguamiento) y C es el coeficiente de amortiguamiento del sistema. Este modelo es aproximadamente válido para modelizar el amortiguamiento por fricción entre superficies de sólidos o el frenado de un sólido en el seno de un fluido en régimen laminar. Otro modelo que generaliza al anterior es el del amortiguamiento que se produce en una estructura durante un movimiento sísmico u otro movimiento dinámico equiparable. En este modelo, sobre cada planta, aparece una fuerza de atenuación dada por la ecuación 4-3:

$$F_i = \sum_j C_{ij} \dot{u}_j \quad 4-3$$

en donde F_i es la fuerza de amortiguamiento en la planta i -ésima de la estructura y C_{ij} es un elemento de la matriz de amortiguamiento de la estructura. Para propósitos prácticos, la matriz de amortiguamiento C se aproxima mediante el modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh que es una combinación lineal de la matriz de masa M y de rigidez K usando los coeficientes α y β :

$$C = \alpha M + \beta K \quad 4-4$$

Los coeficientes α y β se obtienen suponiendo que se conoce el amortiguamiento de dos frecuencias distintas usando la ecuación 4-5 cuya gráfica se muestra en la Figura 4-1:

$$\lambda_n = \frac{1}{2} \left[\frac{\alpha}{\omega_n} + \beta \omega_n \right] \quad 4-5$$

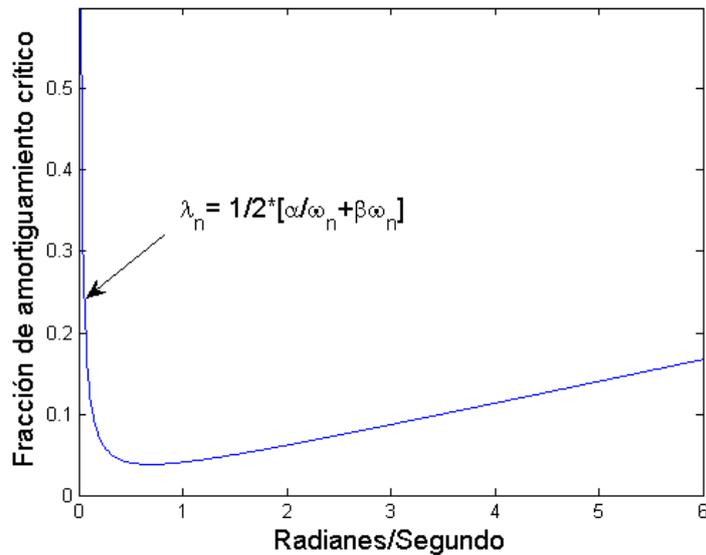


Figura 4-1 Modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh.

Por tanto, si se suponen conocidos los puntos (ω_i, λ_i) y (ω_j, λ_j) se pueden despejar α y β de la ecuación 4-5, de lo que se obtiene

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_j(\omega_i\lambda_j - \omega_j\lambda_i)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \quad 4-6$$

$$\beta = \frac{2(\omega_i\lambda_i - \omega_j\lambda_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \quad 4-7$$

Para este procedimiento, lo más común es suponer conocidos los amortiguamientos de las dos primeras frecuencias de vibración de la estructura.

4.2.3 La matriz de rigidez

La construcción de la matriz de rigidez depende de la resistencia, de la geometría y del número de grados de libertad de los elementos estructurales. Su evolución, cuando la estructura vibra en el campo no lineal, depende de la ley de comportamiento del material empleada. En la literatura existe una gran cantidad de leyes de histéresis que dependen del fenómeno que se quiere modelizar. Particularmente, en el programa RUAU-MOKO han sido incorporadas varias leyes para modelizar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales. Dichas leyes van desde modelos bi-lineales, el modelo de Ramberg-Osgood o Sharpe (1974), que se muestran en la Figura 4-2, hasta modelos

que tienen en cuenta la degradación de la rigidez, como el de Takeda modificado (Otani 1974) o el de Sina (Saiidi y Sozen, 1979), que se muestran en la Figura 4-3.

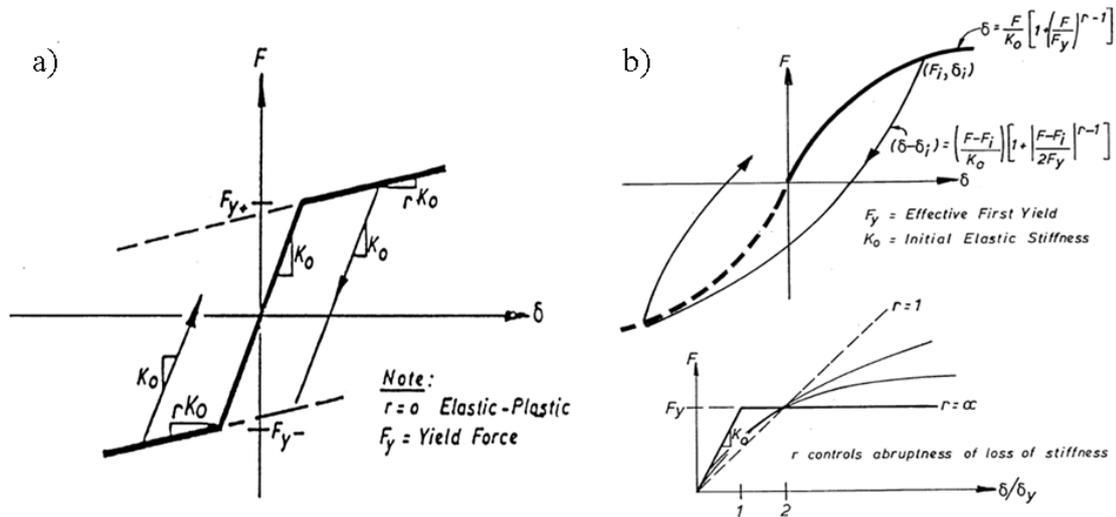


Figura 4-2 a) Modelo constitutivo bilineal que considera endurecimiento y ablandamiento; b) Modelo constitutivo de Ramberg-Osgood.

En esta tesis, todos los análisis dinámicos no lineales se llevan a cabo utilizando el modelo constitutivo de Takeda modificado. Por otra parte, cuando se calcula la matriz de amortiguamiento usando el modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh, que se mostró en la sección 4.2.2, es necesario conocer la matriz de rigidez. El programa de ordenador RUAUMOKO permite calcular la matriz de amortiguamiento a partir de la matriz de rigidez tangente o actual, ó a partir de la matriz de rigidez secante. El uso de la matriz de rigidez tangente puede ser criticable ya que, cuando la estructura trabaja en el rango inelástico, no se espera que el amortiguamiento se reduzca. Sin embargo esta reducción del amortiguamiento se compensa parcialmente por el excesivo amortiguamiento asociado a las altas frecuencias. No obstante, es recomendable verificar que, para los modos de vibración considerados, el amortiguamiento no supere el 100% del amortiguamiento crítico. Esto se ha verificado siempre para todos los análisis dinámicos no lineales realizados.

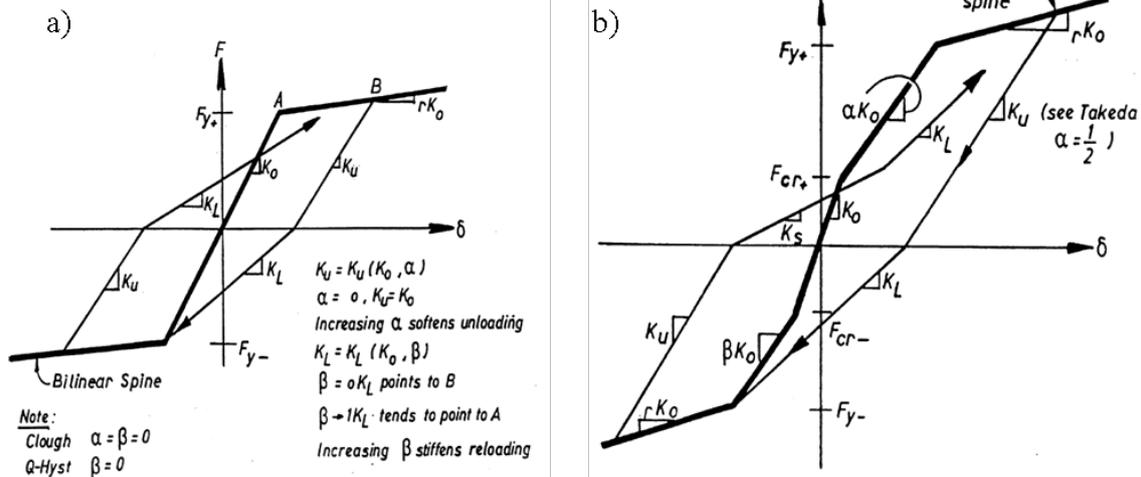


Figura 4-3 a) Modelo constitutivo de Takeda modificado b) Modelo constitutivo de Sina. Ambos tienen en cuenta la degradación de la rigidez por ciclos de histéresis.

4.3 Métodos de integración para la ecuación dinámica de equilibrio

La ecuación dinámica de equilibrio (ecuación 4-1) se puede resolver mediante el programa RUAUMOKO de dos maneras. La primera usando el método implícito de aceleración constante de Newmark (Clough 1993), en el que el paso de tiempo debe ser menor que el 10% del periodo más alto de vibración libre que contribuya significativamente a la respuesta de la estructura. En general, para edificios porticados de varios niveles, la experiencia ha mostrado que un incremento de tiempo de 0.01 segundos es satisfactorio para la mayoría de los acelerogramas digitalizados. El paso de tiempo no debe ser nunca mayor que 0.02 segundos. Sin embargo, es importante comprobar si para pasos de tiempo menores a 0.01 segundos la respuesta del sistema no cambia significativamente. Por otra parte, si se supone que, en el intervalo (t_i, t_{i+1}) , la aceleración es constante, tal y como se muestra en la Figura 4-4, la aceleración viene dada por la ecuación 4-8:

$$\ddot{u} = \frac{\ddot{u}(t_i) + \ddot{u}(t_{i+1})}{2} \quad 4-8$$

Si se integra la ecuación 4-8 respecto al tiempo, se puede obtener la siguiente expresión para la velocidad:

donde C_2 se calcula para las condiciones de contorno dadas en el tiempo $t = t_i$.

$$C_2 = \frac{\ddot{u}t_i^2}{2} + u(t_i) - \dot{u}(t_i)t_i$$

$$u = \int \dot{u}dt = \frac{\ddot{u}t^2}{2} + (\dot{u}(t_i) - \ddot{u}t_i)t + \frac{\ddot{u}t_i^2}{2} + u(t_i) - \dot{u}(t_i)t_i \quad 4-12$$

El incremento de desplazamiento Δu viene dado por:

$$\Delta u = u(t_i + \Delta t) - u(t_i) \quad 4-13$$

Sustituyendo la ecuación 4-13 en la ecuación 4-12 y teniendo en cuenta que $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ se obtiene:

$$\Delta u = \frac{\ddot{u}(t_i + \Delta t)^2}{2} + (\dot{u}(t_i) - \ddot{u}t_i)(t_i + \Delta t) + C_2 - \left[\frac{\ddot{u}t_i^2}{2} + (\dot{u}(t_i) - \ddot{u}t_i)t_i + C_2 \right]$$

$$\Delta u = \frac{\ddot{u}\Delta t^2}{2} + \dot{u}(t_i)\Delta t \quad 4-14$$

Si se despeja la aceleración \ddot{u} de la ecuación 4-11 y se reemplaza en la ecuación 4-14, se obtiene una expresión para los incrementos de velocidad en función de los incrementos de desplazamiento:

$$\Delta \dot{u} = \frac{2\Delta u}{\Delta t} - 2\dot{u}(t_i) \quad 4-15$$

Para obtener los incrementos de aceleración como una función de los incrementos de desplazamiento, es necesario despejar $\ddot{u}(t_i + \Delta t)$ de la ecuación 4-10 y sustituirlo en la ecuación 4-8 de donde se obtiene:

$$\ddot{u}(t_i + \Delta t) = 2\ddot{u} - \ddot{u}(t_i)$$

$$\Delta \ddot{u} = 2\ddot{u} - 2\ddot{u}(t_i) \quad 4-16$$

Si se despeja de la ecuación 4-11 la aceleración \ddot{u} y se reemplaza en la ecuación 4-16 se puede calcular el incremento de aceleración mediante la ecuación:

$$\Delta \ddot{u} = 2 \left(\frac{\Delta \dot{u}}{\Delta t} - \dot{u}(t_i) \right) \quad 4-17$$

sustituyendo en la ecuación 4-17 la ecuación 4-15 se obtiene el incremento de aceleración como una función del incremento de desplazamiento:

$$\Delta\ddot{u} = 2 \left(\frac{\frac{2\Delta u}{\Delta t} - 2\dot{u}(t_i)}{\Delta t} - \ddot{u}(t) \right)$$

$$\Delta\ddot{u} = \frac{4\Delta u}{\Delta t^2} - \frac{4\dot{u}(t_i)}{\Delta t} - 2\ddot{u}(t) \quad 4-18$$

Una vez calculados los incrementos de velocidad y de aceleración como una función del incremento de desplazamiento y sustituyendo estos en la ecuación dinámica de equilibrio en el tiempo $t_i + \Delta t$, se obtiene

$$M[\ddot{u}(t_i) + \Delta\ddot{u}] + C[\dot{u}(t_i) + \Delta\dot{u}] + K[u(t_i) + \Delta u] = f(t_i + \Delta t) \quad 4-19$$

Según el modelo constitutivo y de amortiguamiento empleados, las matrices de rigidez y de amortiguamiento dependen del desplazamiento y de la velocidad en cada paso i , respectivamente; en consecuencia, se pueden escribir como funciones del tiempo así:

$$[K(t_i + \Delta t)][u(t_i) + \Delta u] = K_S(t_i)u(t_i) + K_T\Delta u = f_e(t_i) + K_T\Delta u \quad 4-20$$

$$[C(t_i + \Delta t)][\dot{u}(t_i) + \Delta\dot{u}] = C_S(t_i)\dot{u}(t_i) + C_T\Delta\dot{u} = f_a(t_i) + C_T\Delta\dot{u} \quad 4-21$$

donde K_S y C_S son las matrices de rigidez y de amortiguamiento secantes en el tiempo t_i . Después de multiplicarlas por el término de desplazamiento o de velocidad en t_i , respectivamente, se obtienen las correspondientes fuerzas elásticas $f_e(t_i)$ y de amortiguamiento $f_a(t_i)$. K_T y C_T son las matrices de rigidez y de amortiguamiento tangentes. Sustituyendo las ecuaciones 4-20 y 4-21 en la ecuación de equilibrio 4-18, se obtiene

$$M[\Delta\ddot{u}] + C_T[\Delta\dot{u}] + K_T[\Delta u] = f(t_i + \Delta t) - M[\ddot{u}(t_i)] - f_e(t_i) - f_a(t_i) \quad 4-22$$

Reemplazando los incrementos de velocidad y de aceleración en términos de los incrementos de desplazamiento se llega, finalmente, a la ecuación:

$$\frac{4}{\Delta t_i^2} M + \frac{2}{\Delta t} C_T + K_T \Delta u = f(t_i + \Delta t) - M \left[\ddot{u}(t_i) + \frac{4}{\Delta t} \dot{u}(t_i) \right] + 2C_T \dot{u}(t_i) - f_e(t_i) - f_a(t_i) \quad 4-23$$

Esta ecuación se resuelve para obtener los incrementos de desplazamiento. Los vectores de desplazamiento, la velocidad y la aceleración se actualizan y se obtienen las fuerzas en los elementos estructurales en el tiempo $t_i + \Delta t$ que proporcionan los valores iniciales de los vectores de fuerza elástica y de fuerza de amortiguamiento en el nuevo paso de tiempo. Después de actualizar las matrices de rigidez y de amortiguamiento, la secuencia descrita es repetida para el nuevo paso de tiempo. Otra alternativa para solucionar la ecuación dinámica de equilibrio es el uso del método explícito de las diferencias centrales. Este método, para el caso de la ecuación de equilibrio dinámico, sólo es condicionalmente estable si el paso de tiempo es menor que 0.5 veces el periodo de vibración menor de la estructura. El método de las diferencias centrales, consiste en suponer que la derivada de la función $u = f(t)$ en t_i , tal y como puede verse en la Figura 4-5, es igual a la derivada de la recta comprendida en el tiempo t_{i-1} y t_{i+1} .

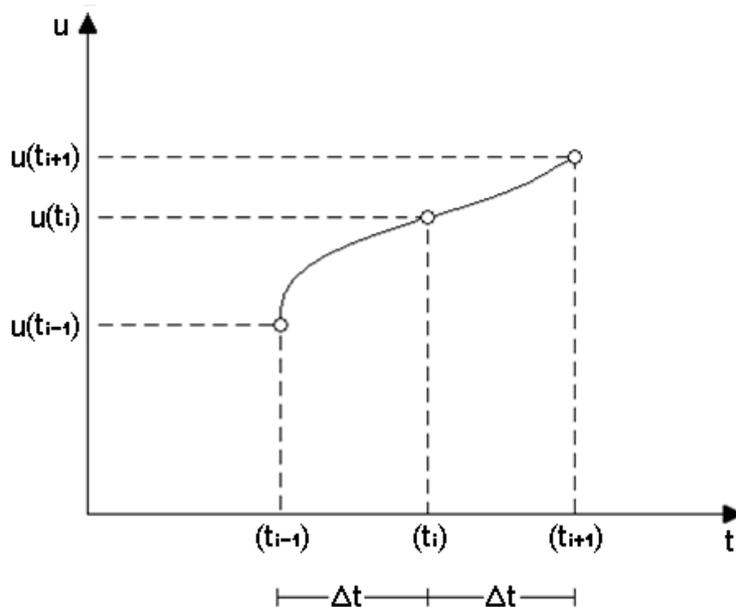


Figura 4-5 Desplazamiento según el método de las diferencias centrales.

De esta suposición se puede decir que la velocidad en el tiempo t_i se puede calcular mediante la ecuación 4-24:

$$\dot{u}(t_i) = \frac{u(t_{i+1}) - u(t_{i-1}))}{2\Delta t} \quad 4-24$$

Además, la velocidad en t_{i+1} viene dada por:

$$\dot{u}(t_{i+1}) = \frac{u(t_{i-1}) - 4u(t_i) + 3u(t_{i+1}))}{2\Delta t} \quad 4-25$$

De la diferencia entre la ecuación 4-25 y la ecuación 4-24 se obtiene el incremento de velocidad como una función del desplazamiento:

$$\begin{aligned} \Delta \dot{u} &= \dot{u}(t_{i+1}) - \dot{u}(t_i) \\ &= \frac{u(t_{i-1}) - 4u(t_i) + 3u(t_{i+1}))}{2\Delta t} - \frac{u(t_{i+1}) - u(t_{i-1}))}{2\Delta t} \\ &= \frac{u(t_{i-1}) - u(t_i) + \Delta u}{\Delta t} \end{aligned} \quad 4-26$$

Mediante el método de las diferencias centrales, se tiene que la segunda derivada de la función $u = f(t)$ en t_i viene dada por:

$$\begin{aligned} \ddot{u}(t_i) &= \frac{u(t_{i+1}) - 2u(t_i) + u(t_{i-1}))}{\Delta t^2} \\ \ddot{u}(t_i) &= \frac{u(t_{i-1}) - u(t_i) + [u(t_{i+1}) - u(t_i)]}{\Delta t^2} \end{aligned}$$

Si se tiene en cuenta que $\Delta u = u(t_{i+1}) - u(t_i)$ (ecuación 4-13), Se obtiene la ecuación 4-27:

$$\ddot{u}(t_i) = \frac{u(t_{i-1}) - u(t_i) + \Delta u}{\Delta t^2} \quad 4-27$$

De la ecuación 4-27 se despeja Δu y se obtiene una expresión para el incremento de desplazamiento:

$$\Delta u = \ddot{u}(t_i)\Delta t^2 - u(t_{i-1}) + u(t_i) \quad 4-28$$

Por otra parte, si se despeja de la ecuación de equilibrio dinámico (Ecuación 4-1) el término de aceleración en el tiempo t_i se tiene que:

$$\ddot{u}(t_i) = M^{-1}[f(t_i) - C\dot{u}(t_i) - Ku(t_i)] \quad 4-29$$

Conociendo los incrementos de velocidad y de desplazamiento es posible conocer la velocidad y desplazamiento para el siguiente paso. Las fuerzas en los elementos estructurales pueden ser evaluadas y transformadas a un vector de fuerzas nodales y el vector de fuerzas de amortiguamiento puede también ser calculado. Por tanto, el nuevo vector de fuerzas puede ser evaluado y la nueva aceleración calculada. Por último, la secuencia de operaciones mencionada se repite para el nuevo paso de tiempo.

4.4 Índices de daño estructural basados en el ADNL

Como es sabido, en el diseño sismo-resistente de estructuras de hormigón armado es necesario permitir cierto grado de daño de la estructura para evitar costos excesivos. Para implementar esta filosofía adecuadamente, es necesario desarrollar modelos para la evaluación del daño estructural debido a los terremotos. Es importante que dichos modelos tengan en cuenta no solo la contribución al daño de la máxima respuesta sino también el efecto de las cargas cíclicas que las estructuras de hormigón armado sufren en el caso de terremotos y que las debilitan o dañan por la inversión de esfuerzos y por los grandes desplazamientos a las que son solicitadas (Faleiro 2008). En el programa RUAUMOKO están incorporadas diferentes hipótesis para calcular el daño que ocurre en una estructura cuando se modeliza su comportamiento frente a terremotos usando el cálculo dinámico no lineal. A continuación se presentan las ecuaciones que definen índices de daño basados en diferentes hipótesis:

1. Modelo basado en la deformación:

$$ID_E = \frac{\mu_m}{\mu_u} \quad 4-30$$

2. Park y Ang (1985):

$$ID_E = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \frac{\beta E_h}{F_y \mu_u \delta_y} \quad 4-31$$

3. Bracci et al (1989):

$$ID_E = \frac{E_m}{E_u} \quad 4-32$$

4. Roufaiel y Meyer (1987):

$$ID_E = \frac{\frac{\mu_m}{F_m} - \frac{\mu_y}{F_y}}{\frac{\mu_u}{F_u} - \frac{\mu_y}{F_y}} \quad 4-33$$

5. Cosenza et al (1993):

$$ID_E = \frac{\mu_m - 1}{\mu_u - 1} \quad 4-34$$

6. Banon y Veneziano (1982):
$$ID_E = \sqrt{\frac{\left(\frac{\mu_m}{\mu_y} - 1\right)^2 + \left(1.1 \left(\frac{2E_h}{F_y \mu_y}\right)^{0.38}\right)^2}{\text{el numerador para carga monótona}}}$$
 4-35

En estos índices de daño, μ_m , μ_y , y μ_u son las ductilidades máxima, de plastificación y última, respectivamente. F_m , F_y y F_u son las acciones máxima, de plastificación y última, respectivamente. δ_y es el desplazamiento de plastificación. E_h , E_m y E_u son la energía histerética disipada, máxima y última, respectivamente. El subíndice E que acompaña al índice, ID_E , denota que el daño se calcula a nivel de elemento. El índice de daño global de la estructura, ID , es una media ponderada de los daños de los elementos, en el que los pesos son la razón entre la energía de histéresis disipada por cada elemento y la energía de histéresis total disipada por la estructura (Park et al. 1985)

$$ID = \sum_i \lambda_i ID_E \quad 4-36$$

donde ID es el índice de daño global basado en el análisis dinámico de la estructura, λ_i es la relación de la energía de histéresis disipada por un elemento E y la energía total de histéresis disipada por la estructura.

4.5 El análisis dinámico incremental

El análisis dinámico incremental IDA (Vamvatsikos y Cornell 2001) es una herramienta para evaluar el comportamiento de las estructuras ante cargas sísmicas definidas por medio de acelerogramas, adecuadamente escalados a valores crecientes de aceleración pico. El objetivo del IDA es obtener una medida del daño de la estructura incrementando la intensidad de la acción. Vamvatsikos y Cornell (2001) hacen una interesante analogía entre el PA 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, la deriva máxima de piso etc. Mediante este procedimiento se calcula la respuesta máxima de una estructura, por ejemplo, su índice de daño global, a medida que se incrementa la acción sísmica. Si se usa una sola señal sísmica en el IDA, el procedimiento se denomina como análisis *pushover* dinámico ya que, análogamente al análisis estático incremental, solo hay un patrón de

cargas. Sin embargo, es recomendable usar varias acciones sísmicas con el objetivo de tener en cuenta las diferentes características que pueden tener los sismos que pueden ocurrir en una zona. Por ejemplo, si se seleccionan 20 acelerogramas compatibles con el espectro tipo 1, suelo D, usando el procedimiento descrito en el capítulo 2, y se lleva a cabo el IDA para la estructura que se ha utilizado allá como ejemplo de cálculo, se obtienen los resultados de la Figura 4-6 y de la Figura 4-7. En la primera de estas figuras se relaciona el desplazamiento máximo en el techo de la estructura con el PGA al que ha sido escalado el acelerograma. Puede verse cómo se incrementa la incertidumbre en la respuesta de la estructura asociada a la acción sísmica a medida que se incrementa el PGA.

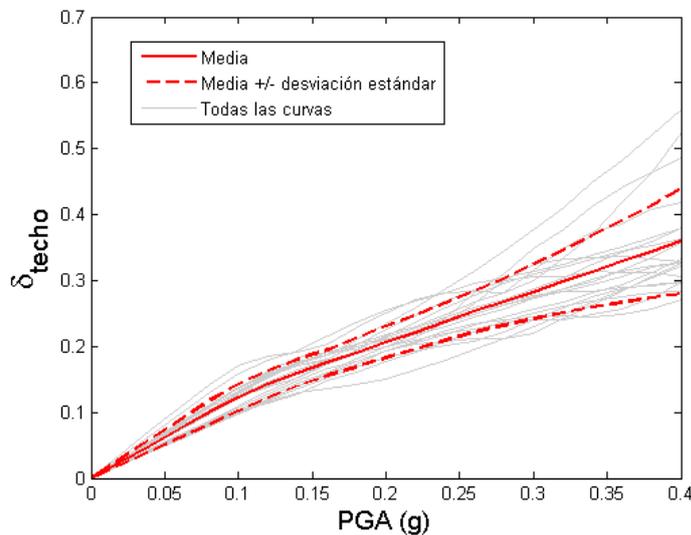


Figura 4-6 Relación entre el PGA y el desplazamiento en el techo para el edificio Omega considerando 20 acelerogramas.

En la Figura 4-7, se calcula el máximo cortante en la base y se grafica en función del máximo desplazamiento en el techo, lo que permite obtener unas curvas de capacidad análogas a las obtenidas mediante el procedimiento estático. En estas curvas puede verse que el cortante en la base es, generalmente, mayor que el obtenido con el procedimiento estático para un mismo desplazamiento cuando la estructura empieza a dañarse. Es importante señalar que, al ser la estructura un sistema desacoplado, el desplazamiento y el cortante máximo pueden ocurrir en diferentes instantes de tiempo durante el análisis dinámico no lineal. El IDA permite modelizar la acumulación de deformaciones plásticas, lo que se refleja en los retrocesos que tienen algunas de las curvas de la Figura

4-7; es decir, a pesar de incrementarse el cortante en la base, puede no incrementarse el desplazamiento máximo en el techo o incluso puede disminuir.

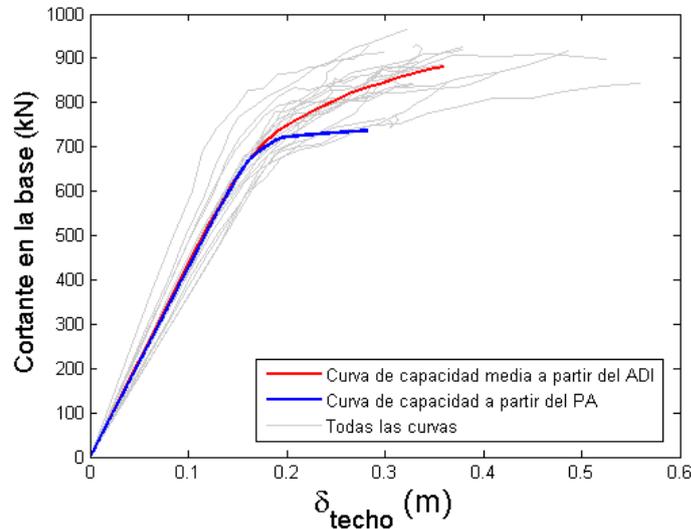


Figura 4-7 Relación entre el cortante máximo y el desplazamiento máximo en el techo obtenida mediante el análisis dinámico incremental. Se muestra también la curva de capacidad.

Ahora bien, si se combinan los índices de daño globales con el cálculo dinámico no lineal es posible encontrar curvas de daño. Como se ha manejado la acción sísmica de una manera probabilista, estas curvas pueden ser llamadas curvas de daño probabilistas. Es decir, se conoce no sólo el valor esperado del daño para una intensidad cualquiera sino también la incertidumbre asociada que permite calcular el nivel de confianza que se quiera. Entre los índices de daño descritos previamente se ha seleccionado el de Park y Ang (1985) como el más adecuado para modelizar el daño sísmico que ocurre en las estructuras. Este índice considera la contribución del daño debido a la máxima ductilidad alcanzada por los elementos estructurales así como el daño causado por la disipación de energía en los ciclos de histéresis. En la Figura 4-8 se muestran las curvas de daño obtenidas usando el índice de daño de Park y Ang y el obtenido usando el modelo con base en la deformación. Como se ha dicho antes, las curvas de la Figura 4-8 pueden ser llamadas probabilistas y, suponiendo que para cualquier PGA el daño sigue una distribución gaussiana, sus momentos principales se muestran en la Figura 4-9. Puede verse que la contribución de la segunda componente de la ecuación de Park y Ang, que está asociada al daño debido a la repetición de cargas cíclicas, aumenta a medida que la in-

tensidad de la acción lo hace; esto demuestra la importancia de considerar esta contribución al daño global de la estructura.

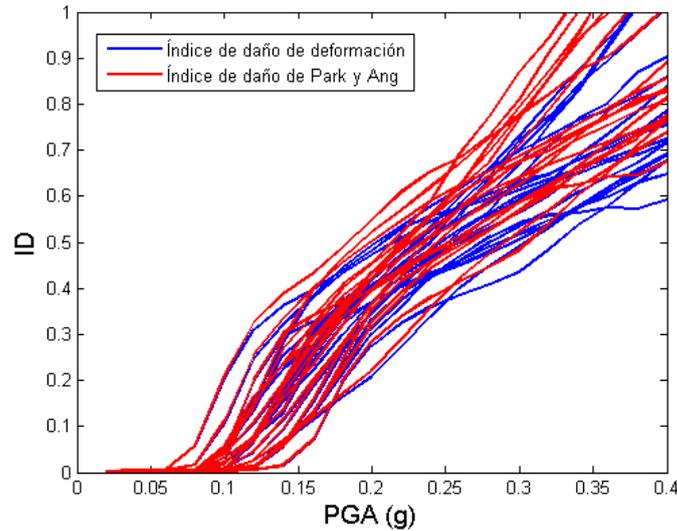


Figura 4-8 Relación entre el desplazamiento espectral y los índices de daño de deformación y de Park y Ang.

El crecimiento de esta componente, puede verse si se grafica la diferencia entre los valores obtenidos mediante el índice de daño de Park y Ang y el de deformación en función del PGA (Figura 4-10).

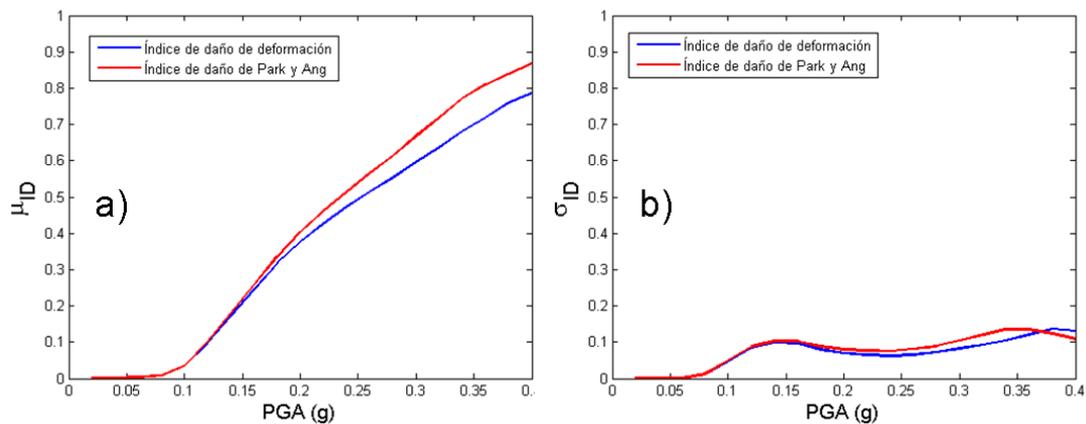


Figura 4-9 a) Media del índice de daño de deformación y de Park y Ang y b) desviación estándar del índice de daño de deformación y de Park y Ang.

Los resultados de las curvas probabilistas de daño pueden verse de dos maneras, considerando las incertidumbres en las abscisas o en las ordenadas. Lo que permite calcular el PGA para que la probabilidad de que $ID=y$, $P[PGA/ID=y]$, o la probabilidad que ocu-

Para un ID para un $PGA=x$, $P[ID/PGA=x]$. Por ejemplo, según Park y Ang, un índice de daño menor a 0.2 indica que el daño es leve. Si el índice de daño es mayor a 0.4 resulta más económico reconstruir la estructura que repararla. Estos puntos críticos se pueden capturar fácilmente cuando se calculan las curvas de daño mediante el procedimiento dinámico incremental.

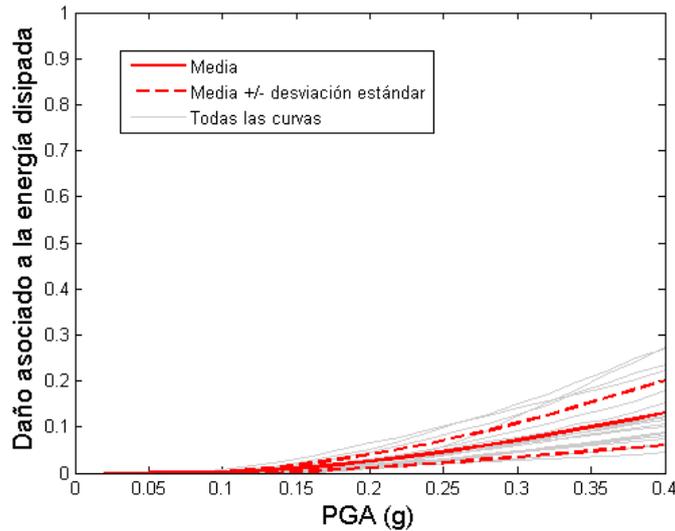


Figura 4-10 Contribución al índice de daño de Park y Ang del término que considera los ciclos de histéresis.

Por ejemplo, si se calculan los PGA correspondientes a índices de daño de 0.2 y 0.4, respectivamente, y se supone que los resultados corresponden a una distribución gaussiana, se obtienen los momentos principales de la variable $PGA/ID=y$ de la Tabla 4-1:

Tabla 4-1 PGA medio y desviación estándar para los índices de daño 0.2 y 0.4.

ID	$\mu_{PGA/ID=y}$ (g)	$\sigma_{PGA/ID=y}$ (g)
0.2	0.1464	0.024
0.4	0.1984	0.027

Por tanto, si se quiere calcular el PGA para que la probabilidad de que ocurra un índice de daño y sea del 5% en una estructura ubicada en una zona sísmica compatible con el espectro tipo 1 y suelo tipo D del EC-8, bastaría con aplicar la ecuación

$$PGA = \mu_{PGA/ID=y} - 1.65\sigma_{PGA/ID=y} \quad 4-37$$

Esta ecuación muestra que para PGAs de 0.1068 y 0.1539 la probabilidad de alcanzar el ID de 0.2 y 0.4, respectivamente, es del 5%. Esta manera de interpretar los resultados no

es la más adecuada pues lo que interesa es conocer la probabilidad que ocurra un daño dado un terremoto de determinadas características. Por ejemplo, si se suponen dos zonas sísmicas que tengan como espectro de respuesta el del EC8 tipo 1 y suelo tipo D, pero diferentes PGA, por ejemplo 0.16g y 0.32g, se obtiene que la variable $ID/PGA=x$ tiene los momentos principales de la Tabla 4-2. En este trabajo siempre se presentan los resultados de la segunda manera, es decir, el PGA es la variable independiente.

Tabla 4-2 ID medio y desviación estándar para los PGA 0.16g y 0.32g.

PGA (g)	$\mu_{ID/PGA=x}$	$\sigma_{ID/PGA=x}$
0.16	0.2578	0.1024
0.32	0.7185	0.1185

Como puede verse, el procedimiento incremental combinado con el índice de daño es una poderosa herramienta para evaluar el daño que puede ocurrir en una estructura. No obstante, hay que tener en cuenta que la hipótesis que la variable aleatoria $ID/PGA=x$ o que $PGA/ID=y$ siguen una distribución gaussiana puede no ser cierta y, por tanto, sería mejor tratar esta variable aleatoria como no paramétrica. Más adelante, en el capítulo 1, se explica cómo tratar adecuadamente esta cuestión. Finalmente, si se compara la curva de daño media obtenida con el procedimiento dinámico incremental usando el índice de Park y Ang con la curva de daño obtenida mediante el procedimiento con base en la curva de capacidad, puede verse que existe un desfase entre ambos resultados que hace que el segundo sea conservador respecto al primero (Figura 4-11).

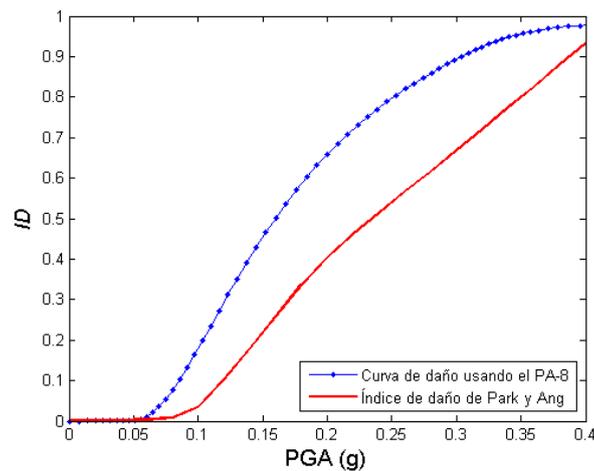


Figura 4-11 Comparación entre los índices de daño con base en el método estático y el método dinámico.

Esto era de esperarse pues las hipótesis de cálculo de ambos índices son distintas. No obstante, como se verá en el capítulo 1, es posible modificar la metodología simplifica-

da de tal manera que se puedan obtener resultados similares a los obtenidos con el cálculo dinámico.

4.6 Resumen y conclusión

Este capítulo se ha dedicado a describir los fundamentos del análisis dinámico no lineal. Además se ha establecido una analogía entre el análisis *pushover* y el análisis dinámico incremental, es decir incrementando la acción sísmica. Por otra parte se han definido diferentes índices que permiten cuantificar el daño estructural y se ha dedicado una atención especial al índice de daño de Park y Ang. De esta forma se ha mostrado cómo se pueden obtener curvas que relacionan el daño esperado en una estructura con una medida de intensidad de la acción sísmica. Para ello primero se ha explicado brevemente la ecuación de equilibrio dinámico de la estructura y los principales métodos numéricos que se utilizan para resolverla, después se ha hecho una descripción de los índices de daño que se pueden calcular a partir de la respuesta dinámica no lineal de un sistema y, finalmente, las curvas de daño calculadas se comparan con las obtenidas en el capítulo 3 con base en el análisis estático no lineal y utilizando la metodología simplificada propuesta en Risk-UE. Obviamente, cualquier metodología con base en el análisis estático no lineal que calcula el daño estructural global, debe ser validada o calibrada con observaciones de daño, con ensayos de laboratorio o con la respuesta obtenida mediante el ADNL. Por esta razón, como en España no se dispone ni de observaciones suficientes de daño real, ni de ensayos de laboratorio para las tipologías estructurales estudiadas, para contrastar la metodología simplificada conviene comparar con resultados obtenidos vía análisis dinámico no lineal. Para enfatizar el cálculo del daño en función de acciones sísmicas incrementadas, en el edificio tomado como ejemplo guía de este capítulo, sus propiedades geométricas y resistentes se han considerado de forma determinista. Solo se ha considerado como aleatoria la acción sísmica, lo que ha permitido focalizar el análisis en cómo la incertidumbre de la acción sísmica afecta a las curvas de daño probabilísticas. En los capítulos siguientes se tienen en cuenta también las incertidumbres en las propiedades resistentes de los edificios, lo que permitirá analizar conjuntamente ambos efectos. Además, el capítulo 6 se dedica a analizar, también bajo un enfoque probabilístico, un aspecto particularmente interesante y novedoso como es el efecto de direccionalidad, Veremos cómo, dada una acción sísmica determinada, la orientación del edificio,

influye de forma determinante en el daño esperado, pudiendo convivir en un mismo lugar, edificios irreparables y edificios sin daño o con daños menores.

5. EVALUACIÓN PROBABILISTA DEL DAÑO

5.1 Introducción

El daño observado en catástrofes sísmicas confirma que, tanto las características del edificio como las acciones sísmicas son inciertas. El movimiento del suelo producido por los terremotos presenta una gran incertidumbre y aleatoriedad. La existencia de métodos y herramientas avanzadas de análisis estructural, la disponibilidad creciente de acelerogramas de alta calidad y el acceso a computadores potentes, capaces de realizar sofisticados cálculos con gran celeridad permiten y aconsejan realizar los análisis estructurales de forma totalmente probabilista dado que, contrariamente a los enfoques deterministas, permiten establecer también la confiabilidad e incertidumbre de los resultados obtenidos. El enfoque de esta tesis es probabilista, en el sentido que se cuantifican las incertidumbres inherentes a la acción sísmica y a las propiedades resistentes de los edificios. Como se ha ido resaltando a lo largo de esta memoria, las variables implicadas en la evaluación de la vulnerabilidad y el daño esperado de estructuras son aleatorias. Así, en el capítulo 4, dedicado al análisis dinámico incremental, se ha considerado y cuantificado el carácter aleatorio de la acción sísmica. Otras variables involucradas en la respuesta sísmica estructural, como por ejemplo la resistencia de los materiales que constituyen la estructura, entre otras, también son aleatorias. En este trabajo, se quiere medir la influencia de la incertidumbre en la resistencia de los materiales en la incertidumbre de la respuesta del sistema. Por tanto, el peso de los elementos no estructurales, de las masas vivas y otras variables que también son aleatorias serán tratadas como deterministas. Por simplicidad, en esta tesis, sólo se considera la variabilidad de las propiedades resistentes del hormigón y del acero. Estas variables se consideran aleatorias e independientes y se ha considerado útil y conveniente usar el método de Monte Carlo, ya que permite modelizar, de forma eficiente, el efecto de la incertidumbre de las variables de entrada en las de salida de un sistema no lineal, como es el caso de las estructuras sometidas a acciones sísmicas intensas.

5.2 El método de Monte Carlo

El método de Monte Carlo es una técnica relativamente moderna que permite abordar problemas numéricos de múltiples disciplinas de la ciencia y de la técnica, incluyendo la sociología y la economía.

5.2.1 Antecedentes

La versión moderna del método fue propuesta a finales de los años 40 por Stanislaw Ulam cuando trabajaba en proyectos relacionados con armas nucleares en Los Álamos; Debe su nombre a Nicholas Metrópolis quien lo tomó del Casino de Monte Carlo, donde el tío de Ulam jugaba frecuentemente. John Von Newman programó su computadora ENIAC para realizar cálculos Monte Carlo. Una introducción básica del método de Monte Carlo puede hallarse en Sóbol (1976) y aspectos más avanzados en Kalos y Whitlock (1986). Fundamentos sobre estadística y métodos probabilistas pueden hallarse en Kay (2006) y en Mendenhall y Sincich (2007). En casos como el que nos ocupa, el método de Monte Carlo se usa para modelizar la incertidumbre de la respuesta de sistemas complejos en los que las variables de entrada presentan una incertidumbre significativa. Un ejemplo típico en economía es el cálculo de riesgo en las inversiones. En general, los pasos de la técnica son los siguientes: 1) definición del dominio de las variables de entrada; 2) generación de muestras aleatorias sobre el dominio a partir de la distribución de probabilidad que corresponda; 3) realización de un cálculo determinista para cada grupo individual de las variables de entrada y 4) análisis de los resultados obtenidos.

5.2.2 Un ejemplo sencillo: el número π

Una de las aplicaciones del método de Monte Carlo es el cálculo de áreas y volúmenes. Un ejemplo sencillo (Sóbol 1976) que permite ilustrar el método es la estimación del número π . Basta con generar puntos (x_i, y_i) cuyas componentes son muestras aleatorias que siguen una distribución de probabilidad uniforme en el intervalo cerrado $[0, 1]$. Estos puntos pertenecen a un cuadrado de lado unidad. Además, los puntos que cumplen la condición $\sqrt{x_i^2 + y_i^2} \leq 1$ pertenecen al primer cuadrante de un círculo también unita-

rio. El número de puntos del círculo, $N_C = N_{r \leq 1}$, y del cuadrado, $N_S = N_{Total}$, son respectivamente proporcionales a las correspondientes áreas del círculo, A_C , y del cuadrado, A_S , cumpliéndose la siguiente ecuación:

$$\frac{A_C}{A_S} = \frac{N_C}{N_S} = \frac{N_{r \leq 1}}{N_{Total}} \quad 5-1$$

Teniendo en cuenta que el área A_C vale $\pi/4$ y que A_S vale 1, se concluye que $\pi = 4N_C/N_S$. La Figura 5-1 ilustra este ejemplo.

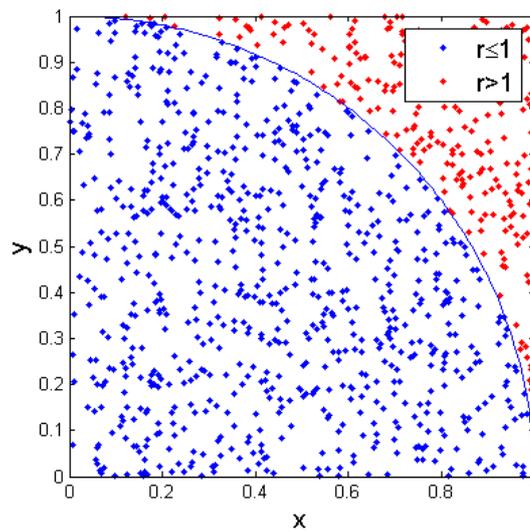


Figura 5-1 Estimación del número π usando el método de Monte Carlo.

El valor estimado de π para $N_{Total} = 1000$ es $\pi = 3.156$. Mientras más puntos se tengan en cuenta en este cálculo, mejor será el resultado. Se estima que después de colocar 30.000 puntos al azar, la estimación de π está a 0,07% del valor real. Esto ocurre con una probabilidad aproximada del 20%. De forma análoga el método puede ser usado para calcular integrales en intervalos definidos. No se usa para áreas de figuras planas, ya que existen métodos numéricos más exactos pero, con la misma facilidad del ejemplo expuesto, permite calcular el volumen multidimensional de un cuerpo en un espacio multidimensional. Es más, algunas veces este método numérico es el único que permite resolver el problema.

5.2.3 El muestreo

El muestreo es un prerrequisito del método de Monte Carlo. El caso de la ruleta, es un ejemplo sencillo de generación de números aleatorios uniformemente distribuidos, ya que las condiciones iniciales son aleatorias y la probabilidad de obtener cualquier resultado es la misma. Los números uniformemente distribuidos son especialmente importantes en el método de Monte Carlo. En la Figura 5-2 se muestra la función de densidad de probabilidad y la función cumulativa de la variable uniformemente distribuida en el intervalo (0,1) (U). De la teoría de probabilidades se sabe que el área bajo la curva de la función de densidad de probabilidad, $f(x)$, es igual a 1 y que su integral es igual a la función cumulativa de probabilidad, $F(x)$, es decir:

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = 1, \quad y \quad F(x) = \int_{-\infty}^x f(\xi) d\xi \quad 5-2$$

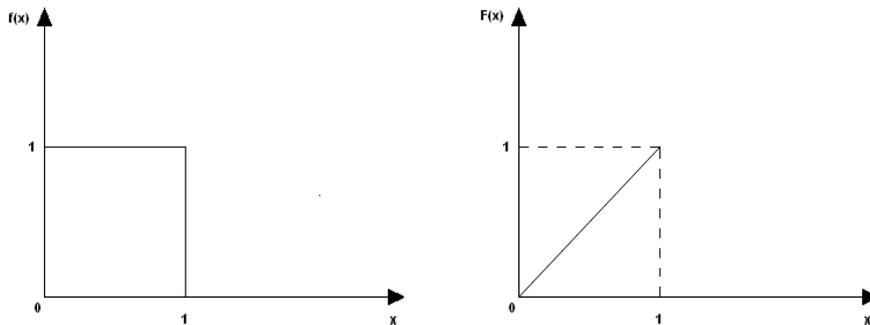


Figura 5-2 Función de densidad de probabilidad y función cumulativa de probabilidad de la variable aleatoria uniformemente distribuida en el intervalo 0-1.

Además, el valor esperado de la variable aleatoria x , que será representado por μ_x , viene dado por el momento de primer orden respecto al origen. En el caso de la variable aleatoria U es $\mu_x = 1/2$:

$$\mu_x = E(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} xf(x)dx = \int_0^1 xf(x)dx \quad 5-3$$

Otra importante cantidad de una variable aleatoria es la varianza, que da idea de la dispersión de los valores respecto al valor central μ_x . La varianza se define como el momento de segundo orden respecto a la media. La varianza se expresa en unidades cuadráticas. La desviación típica, σ_x , que se define como la raíz cuadrada positiva de la

varianza, tiene las mismas unidades que la variable aleatoria y suele ser más usada. La siguiente ecuación define la varianza y la desviación típica.

$$\sigma_x^2 = E(x - \mu_x)^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)^2 f(x) dx = \int_0^1 (x - \mu_x)^2 f(x) dx \quad 5-4$$

La varianza de la variable aleatoria U es $\sigma_x^2 = 1/12$ y $\sigma_x = \sqrt{3}/6 \cong 0.289$. Para generar números aleatorios se usaban tablas. La primera tabla fue publicada por Karl Pearson en 1927. Desde entonces se han desarrollado diferentes tablas basándose, por ejemplo, en la selección al azar del registro de un censo ó a partir de tablas de logaritmos. En 1939 se publicó una tabla con 100.000 cifras, producida por una máquina especializada y un operador humano. A mediados de la década de 1940, la *RAND Corporation*³ desarrolló una amplia tabla de números aleatorios para su uso con el método de Monte Carlo⁴. Actualmente, en los modernos computadores y lenguajes de programación, estas tablas han sido sustituidas por generadores de números pseudoaleatorios que producen números, sin un orden claro, que simulan números aleatorios. Para generar muestras de una variable aleatoria cuya función de densidad de probabilidad no está distribuida uniformemente, sería necesario diseñar una ruleta en la que la probabilidad de obtener un valor no sea uniforme, es decir, si se supone que la variable aleatoria x tiene una probabilidad de ser x_1 igual a $2/3$ y de ser x_2 igual a $1/3$, bastaría con diseñar la ruleta mostrada en la Figura 5-3.

En las etapas iniciales de desarrollo del método de Monte Carlo, los investigadores intentaban obtener cada variable aleatoria construyendo la ruleta apropiada, pero esto no hace falta. Las muestras de cualquier variable aleatoria se pueden obtener efectuando transformaciones a partir de una sola variable aleatoria. Para este fin, suele emplearse la variable aleatoria U . El procedimiento consiste en reemplazar realizaciones de esta variable en la función cumulativa de probabilidad inversa $F^{-1}(x)$ de la variable que se quiere generar (Kalos y Whitlock 1986).

³ <http://www.rand.org/about/glance.html> (último acceso 22/04/2013).

⁴ A Million Random Digits with 100,000 Normal Deviates.
http://www.rand.org/pubs/monograph_reports/MR1418.html (último acceso 22/04/2013).

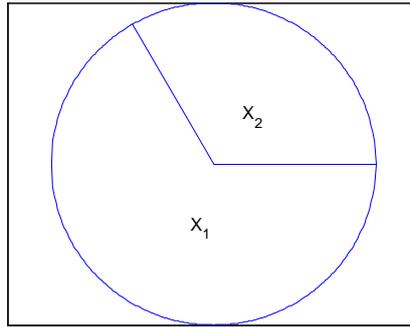


Figura 5-3 Ruleta para generar muestras aleatorias en donde la probabilidad de ocurrencia de x_1 es $2/3$ y de x_2 es $1/3$.

El hipercubo latino

No obstante, la calidad de las muestras obtenidas depende del método seleccionado para generar números aleatorios de la variable aleatoria U . Por ejemplo, si se generan 1000 variables aleatorias, $[X_1, X_2, \dots, X_{1000}]$ cuya distribución de probabilidad sea normal y cada una esté compuesta por 100 muestras, usando para generar cada muestra el método propuesto por Nishimura y Matsumoto (1998) y se calcula la variable aleatoria $\tau_{NM} = \mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_{1000}}$ cuyas componentes son el valor esperado de X_i y, además, la variable aleatoria $\lambda_{NM} = \sigma_{X_1}, \sigma_{X_2}, \dots, \sigma_{X_{1000}}$ cuyas componentes son la desviación estándar de X_i , se tiene que $\mu_{\tau_{NM}} = 0.0028$, $\sigma_{\tau_{NM}} = 0.1014$, $\mu_{\lambda_{NM}} = 0.9968$ y $\sigma_{\lambda_{NM}} = 0.0701$. Ahora bien, si se generan 1000 variables aleatorias, $[Y_1, Y_2, \dots, Y_{1000}]$ cuya distribución de probabilidad sea normal y cada una esté compuesta por 100 muestras, usando para generar cada muestra el método denominado hipercubo latino descrito en McKay et al. (1979) y se calcula la variable aleatoria $\tau_{hl} = \mu_{Y_1}, \mu_{Y_2}, \dots, \mu_{Y_{1000}}$ cuyas componentes son el valor esperado de Y_i y, además, la variable aleatoria $\lambda_{lh} = \sigma_{X_1}, \sigma_{X_2}, \dots, \sigma_{X_{1000}}$ cuyas componentes son la desviación estándar de Y_i , se tiene que $\mu_{\tau_{lh}} = 0.00007$, $\sigma_{\tau_{lh}} = 0.0048$, $\mu_{\lambda_{lh}} = 1.005$ y $\sigma_{\lambda_{lh}} = 0.014$. Teniendo en cuenta que el valor esperado de una variable aleatoria normal es 0 y su desviación estándar es 1, queda claro que el hipercubo latino es un excelente método de muestreo. Diversas pruebas sobre el número de muestras óptimo para estimar variables simples tales como la normal, con una precisión adecuada, nos han llevado a seleccionar el método del hipercubo latino como método para

muestrear en todos los cálculos probabilistas que se hacen en esta tesis. En la Figura 5-4 se muestra el histograma de las variables aleatorias τ_{NM} y τ_{lh} .

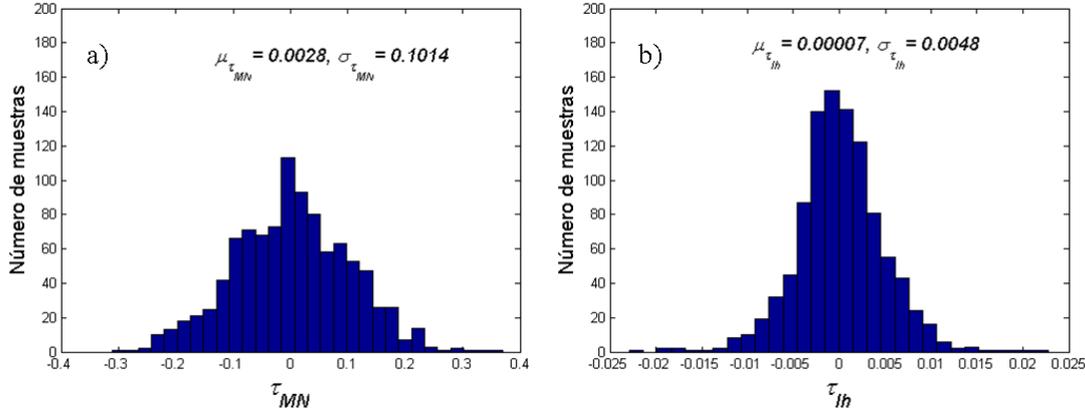


Figura 5-4 Pruebas de la eficiencia en el muestreo del método hipercubo latino. a) Histograma de la variable aleatoria τ_{NM} y b) Histograma de la variable aleatoria τ_{lh} .

5.2.4 Tests estadísticos

Aunque a simple vista la distribución de la Figura 5-4b parece gaussiana, existen pruebas para verificar si lo es o no. El test de Kolmogorov-Smirnov, el de Anderson-Darling o el de Lilliefors son algunos de los más conocidos (Kalos y Whitlock 1986). En general, estos tests estadísticos permiten evaluar si una variable aleatoria sigue una determinada distribución de probabilidad. Para distribuciones normales de una variable, el test de Lilliefors es mejor que el de Kolmogorov-Smirnov.

5.3 Consideraciones previas

Con el objetivo de evaluar el daño sísmico esperado en edificios, se usa el método de Monte Carlo para obtener la respuesta del edificio, considerando las variables de entrada aleatorias. Para evaluar el comportamiento de las estructuras ante cargas sísmicas se usa el análisis estructural no lineal dinámico incremental (IDA), propuesto por Vamvatsikos y Cornell (2001). Así, el objetivo del IDA, en esta tesis, es obtener una medida de control del daño de la estructura incrementando la intensidad de la acción escalando el acelerograma para diferentes niveles de aceleración pico. Si se usa solamente una señal sísmica, este procedimiento se denomina como análisis *pushover* dinámico ya que, análogamente al análisis estático incremental, sólo hay un patrón de

cargas. Sin embargo, es recomendable usar varias acciones con el objetivo de tener en cuenta también la incertidumbre asociada a la acción sísmica. Combinando el IDA con el método de Monte Carlo se ha desarrollado en esta tesis una poderosa herramienta para medir el daño sísmico esperado de las estructuras y las incertidumbres inherentes, ya que se obtiene no solo el valor esperado del daño sísmico, sino también una medida de la dispersión asociada.

5.3.1 Un caso de estudio: el edificio Omega

El edificio Omega (Figura 5-5) se usa aquí como caso de estudio. Este mismo edificio se ha usado ya en el capítulo 3 donde se ha definido su modelo estructural (Figura 3-3). El primer paso es definir las funciones de densidad de probabilidad de las variables aleatorias consideradas.



Figura 5-5 Vista general del edificio Omega. Campus Nord. UPC.

Por simplicidad sólo se han considerado aleatorias las propiedades resistentes de los materiales; es decir la resistencia a compresión del hormigón, f_c , y la resistencia a tracción del acero, f_y . Estas propiedades se suelen medir mediante ensayos de laboratorio obteniéndose que se distribuyen de forma gaussiana con un coeficiente de variación del 10%. La Tabla 5-1 muestra los valores de estas dos variables, supuestas gaussianas.

Tabla 5-1 Valor medio y desviación estándar de f_c , y de f_y , supuestas variables gaussianas.

	μ_x (kPa)	σ_x (kPa)
f_c	30000	3000
f_y	500000	50000

5.3.2 Longitud de los acelerogramas

Una vez definidas las variables aleatorias, el método de Monte Carlo implica un proceso iterativo. Cada iteración consiste en resolver el problema determinista para una determi-

nada muestra de las variables de entrada. Es pues necesario optimizar lo máximo posible cada iteración con el fin de minimizar el coste computacional. El método basado en el espectro de capacidad requiere definir la acción mediante espectros de respuesta lineal 5% amortiguada. El ADNL requiere usar acelerogramas. Los acelerogramas reales suelen registrarse con intervalos típicos de entre 100 y 200 muestras por segundo de forma que 5 segundos supone entre 500 y 1000 puntos. Como los registros de aceleración suelen empezar varios segundos antes de que llegue la señal sísmica y terminar varios segundos después de que el terremoto ha cesado, se tienen valores típicos de varios miles, o incluso de algunas decenas de mil de puntos. Diversos trabajos definen intervalos de tiempo reducidos en los que el terremoto tiene un potencial destructivo (Trifunac y Brady 1975; McCann et al. 1979; Trifunac y Novikova 1994). Para este trabajo se ha preparado un algoritmo que permite minimizar el número de puntos sin perder señal de aceleración. La técnica se basa en la Intensidad de Arias IA , (Arias 1970) definida como:

$$IA = \frac{\pi}{2g} \int_{t_i}^{t_f} [a(t)]^2 dt \quad 5-5$$

Donde g es la aceleración de la gravedad, $a(t)$ es el acelerograma, t_i es el instante inicial del acelerograma y t_f es el instante final. La fase fuerte del terremoto suele definirse como aquella comprendida entre los instantes en que la integral de Arias (ecuación 5-5) vale entre el 5% y el 95% de IA . En este estudio se ha extendido la *longitud útil* de los acelerogramas al intervalo comprendido entre el 1‰ y el 999‰ de la IA . La Figura 5-6 muestra el caso de la componente N-S del acelerograma de Lorca. La longitud temporal útil es de 17 segundos, entre los segundos 10 y 27 del registro original. La Figura 5-7 muestra la historia temporal de desplazamientos en el techo y de cortantes en la base obtenida usando desde el inicio al final del registro y sólo el tiempo útil, después de llevar a cabo un ADNL a la estructura de la Figura 5-5. Se obtiene la misma respuesta máxima. Lo mismo sucede con otras variables de interés en el ADNL como el índice de Park y Ang que en este caso es de 0.146. Para este ADNL se han usado las resistencias características de los materiales a partir de los valores de Tabla 5-1. El modelo constitutivo empleado es el de Takeda modificado y el amortiguamiento se ha calculado a partir

del método de Rayleigh. La reducción del número de puntos útiles de los acelerogramas reduce el coste computacional y agiliza el método de Monte Carlo.

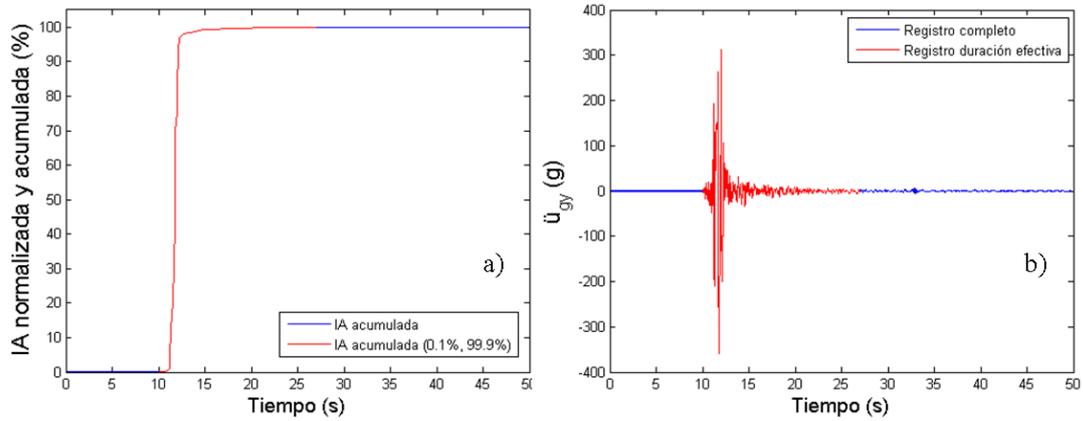


Figura 5-6 a) Intensidad de Arias acumulada y normalizada. b) Longitud temporal útil del registro de aceleración de Lorca.

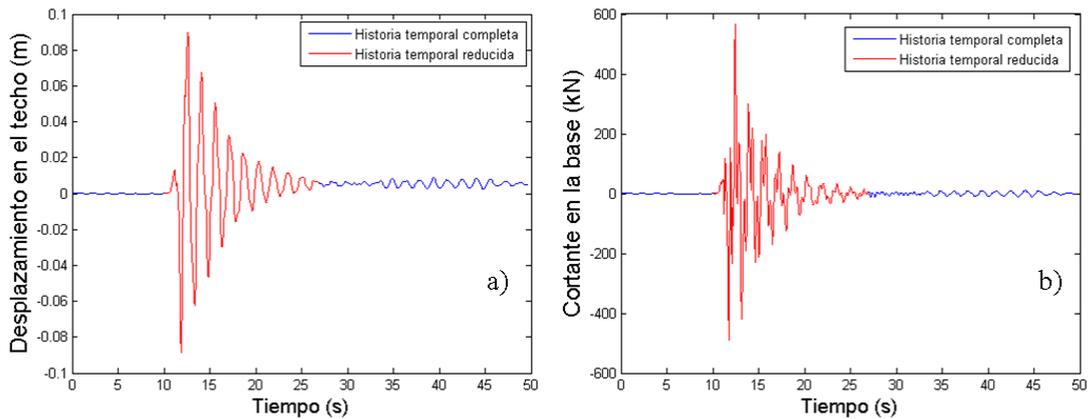


Figura 5-7 Desplazamiento en el techo a) y cortante en la base b) usando todo el registro y sólo el tiempo útil.

5.3.3 Variabilidad espacial

Otro aspecto importante en el método de Monte Carlo es el muestreo. El modelo del edificio tiene 7 plantas. Cada planta tiene 5 pilares y 4 vigas, de forma que, en total, se tienen 35 pilares y 28 vigas. Al generar las muestras de las propiedades mecánicas de los materiales es importante tener en cuenta su variabilidad espacial (Franchin 2010). Este problema está relacionado con el grado de correlación que deben tener las variables aleatorias simuladas de manera que el modelo represente adecuadamente la variabilidad espacial del sistema.

Hipótesis de correlación total, nula y parcial

Consideremos dos casos extremos de correlación, que llamaremos aquí *correlación total* y *correlación nula*. En la *correlación total* se supone que todos los elementos, columnas y vigas, tienen las mismas propiedades resistentes por lo que, si se van a realizar n simulaciones Monte Carlo, sólo se generan n muestras aleatorias de la resistencia del hormigón y de la resistencia del acero. En la *correlación nula* se supone que todos los elementos tienen diferentes propiedades resistentes por lo que para cada simulación hay que generar tantas muestras como elementos estructurales, es decir, en el edificio modelado, en cada iteración habría que generar 63 muestras para la resistencia del hormigón y 63 para la resistencia del acero. Para chequear la influencia de las hipótesis *nula* y *total* sobre la respuesta estructural, se han realizado 1000 ADNL's usando la componente N-S del acelerograma del terremoto de Lorca.

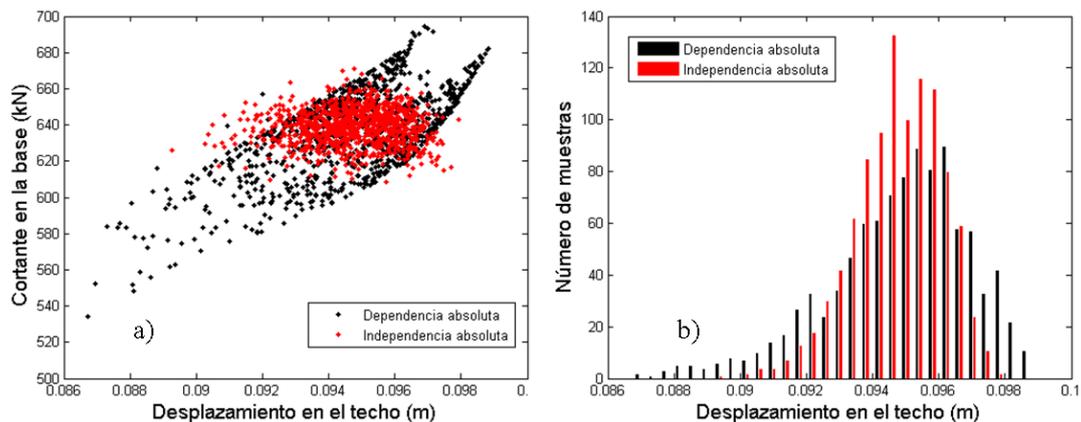


Figura 5-8 a) Desplazamiento y cortante máximos. b) Histogramas de frecuencias del desplazamiento máximo en el techo. Se muestran los casos de *correlación total* y *nula*.

La Figura 5-9a muestra los valores máximos del cortante en la base en función del desplazamiento máximo en el techo, correspondientes al caso de *correlación total* y *correlación nula*. Se observan diferencias significativas. Para el caso de *correlación total* o *dependencia absoluta* la dispersión es mayor y ambas variables están correlacionadas. Una mayor dispersión era esperable ya que suponer que todos los elementos estructurales poseen la misma resistencia, además de no ser realista, implica admitir que todos los elementos estructurales, simultáneamente, puedan tener valores extremos, posibles pero poco probables, dando lugar a casos altamente resistentes y a casos extremadamente débiles. Otra observación importante es la correlación entre el cortante y el despla-

miento máximo para la hipótesis de *correlación total*. Esta correlación desaparece para la hipótesis de *correlación nula*, lo que parece más razonable de acuerdo a la no linealidad de la respuesta estructural. La Figura 5-9b muestra el histograma de frecuencias para el desplazamiento máximo en el techo bajo ambas hipótesis.

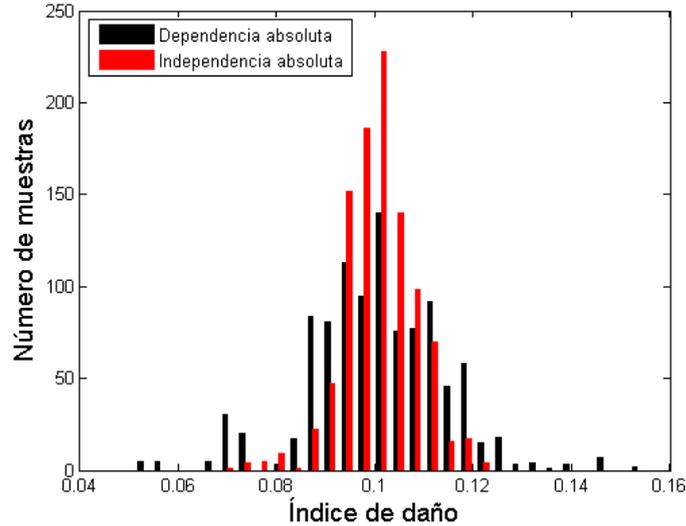


Figura 5-9 Histogramas del índice de daño de Park y Ang según las hipótesis de correlación total y nula.

Se confirma la mayor dispersión de la hipótesis de *correlación total*, y se observa también que la distribución obtenida es asimétrica. Finalmente, vale la pena notar que las normas sismo-resistentes prescriben el uso de valores característicos, disminuyendo la resistencia de los materiales homogéneamente. Este caso determinista corresponde a una simulación suponiendo *correlación total*. Aunque el propósito de la norma es proteger el edificio desde una perspectiva conservadora, parece obvio que este caso es poco probable. Además, ya desde una perspectiva probabilista, la hipótesis de correlación total lleva a una mayor dispersión y, en consecuencia a menores confiabilidades (Marczyk 1999; Vargas 2013a et al.; Vargas et al. 2013b). También se ha calculado el índice de daño de Park y Ang bajo ambas hipótesis. La Figura 5-9 muestra los histogramas de frecuencias obtenidos. De nuevo la hipótesis de correlación total produce mayor dispersión. En este caso la simetría es mayor. Se concluye que la hipótesis de *correlación nula* es preferible a la de *correlación total*. No obstante, en el caso del hormigón, suponer que la resistencia de los elementos estructurales es completamente independiente no se considera realista ya que en el proceso constructivo de los edificios, los diferentes pisos se construyen de forma independiente, siendo común que las co-

lumnas de un mismo piso provengan de la misma colada o mezcla de hormigón y, por tanto, se espera que exista cierto grado de correlación entre las propiedades resistentes de las columnas de un mismo piso. Lo mismo sucede con las vigas. Por tanto, conviene generar las muestras aleatorias de la resistencia de los elementos estructurales considerando este grado de correlación. Llamamos *correlación parcial* a esta hipótesis. Para las propiedades resistentes del acero se mantiene la hipótesis de *correlación nula*.

Muestreo con correlación parcial

Para generar variables aleatorias dependientes, o con *correlación parcial*, es necesario construir la matriz de covarianza, $\Sigma_{i,j}$ que viene dada por:

$$\Sigma_{i,j} = \sigma_{x_i} \sigma_{x_j} \rho_{i,j} \quad 5-6$$

donde σ_{x_i} representa la desviación estándar de la variable aleatoria x_i . $\rho_{i,j}$ es la matriz de correlación de las variables aleatorias. Así, por ejemplo, para modelizar la variabilidad de la resistencia del hormigón hay que construir la matriz de correlación adecuada. Para el caso del edificio Omega (Figura 3-3) el primer paso es numerar las columnas de la primera planta, de izquierda a derecha empezando desde 1 hasta 5, las de la segunda planta de la misma manera pero desde 6 hasta 10, y así sucesivamente hasta la planta 7, siendo la última columna de la derecha de esta planta la número 35. Se puede suponer que la correlación entre la resistencia del hormigón de las columnas de una planta depende de la distancia que existe entre ellas siendo menor a medida que se alejan. Para tener en cuenta esta hipótesis, el coeficiente de correlación, $\rho_{i,j}$ se define mediante la siguiente ecuación:

$$\rho_{i,j} = \begin{cases} i = j & \rho_{i,j} = 1 \\ i = j \pm k & \rho_{i,j} = 1 - \frac{k}{10} \quad k \in \{1, 2, 3, 4\} \end{cases} \quad 5-7$$

Para las vigas se hace una numeración análoga a la de las columnas y se usa también la ecuación 5-7 para definir el coeficiente de correlación entre dos variables, la única diferencia es que $k \in \{1, 2, 3\}$. La Tabla 5-2 muestra ejemplos de matriz de correlación para las columnas y pilares de un mismo nivel.

Tabla 5-2 Ejemplos de matriz de correlación para la resistencia del hormigón de las columnas y vigas de un mismo piso.

$$\rho_{i,j}(\text{columnas}) = \begin{pmatrix} 1 & 0.9 & 0.8 & 0.7 & 0.6 \\ & 1 & 0.9 & 0.8 & 0.7 \\ & & 1 & 0.9 & 0.8 \\ & & & 1 & 0.9 \\ & & & & 1 \end{pmatrix}; \quad \rho_{i,j}(\text{vigas}) = \begin{pmatrix} 1 & 0.9 & 0.8 & 0.7 \\ & 1 & 0.9 & 0.8 \\ & & 1 & 0.9 \\ & & & 1 \end{pmatrix}$$

El siguiente paso es calcular la matriz Φ que contiene los autovalores de la matriz Σ , definida en la ecuación 5-7. Después se calcula la matriz de covarianza girada Ψ , mediante la siguiente transformación:

$$\Psi = \Phi \Sigma \Phi \quad 5-8$$

Los términos de la diagonal de Ψ contienen las varianzas giradas considerando la correlación que existe entre las variables que se quieren simular. La diagonal de esta matriz Ψ , contiene la desviación estándar de cada variable aleatoria girada:

$$\sigma_y = \sqrt{\text{diag}(\Psi)} \quad 5-9$$

σ_y es el vector de desviaciones estándar de las variables aleatorias giradas. Si μ_x son los valores esperados de las variables aleatorias x_i también se pueden obtener los valores esperados girados μ_y , por la matriz de autovalores Φ , mediante la siguiente ecuación:

$$\mu_y = \Phi \mu_x \quad 5-10$$

Con los nuevos valores esperados y las nuevas desviaciones estándar se generan variables aleatorias en la matriz $Y_{i,j}$, siendo i el número de iteraciones o realizaciones que se quiere simular y j el número de variables aleatorias consideradas. Finalmente, se obtiene la matriz de componentes simuladas de las variables aleatorias, sin girar, considerando la correlación definida por la matriz $\rho_{i,j}$, mediante la siguiente ecuación:

$$X = Y \Phi \quad 5-11$$

Al igual que en las hipótesis de *correlación total* y *correlación nula*, se han generado 1000 grupos de muestras de acuerdo a la hipótesis de *correlación parcial* y se han reali-

zados los 1000 ADNL's. Es importante recordar aquí que, para la resistencia del acero se sigue considerando la hipótesis de *correlación nula*, es decir las muestras aleatorias generadas no se correlacionan. La Figura 5-10 muestra las relaciones entre el desplazamiento máximo en el techo y el cortante máximo en la base obtenidas usando las tres hipótesis de correlación. Puede verse que la desviación estándar de las variables aleatorias es mayor cuando se usa el modelo de *dependencia parcial* que cuando se usa el modelo de *correlación nula* o *independencia absoluta*. Cabe destacar que con la hipótesis de correlación o *dependencia parcial*, la correlación lineal entre las variables de salida analizadas en la Figura 5-10 es muy baja. La Figura 5-11 muestra el índice de daño de Park y Ang. En este caso los resultados son prácticamente iguales a los obtenidos con la hipótesis de *correlación nula* o *independencia absoluta*. No obstante, en este trabajo, se ha preferido considerar la variabilidad espacial mediante la hipótesis de *dependencia parcial*, ya que, a nuestro entender, representa mejor la aleatoriedad física real del problema.

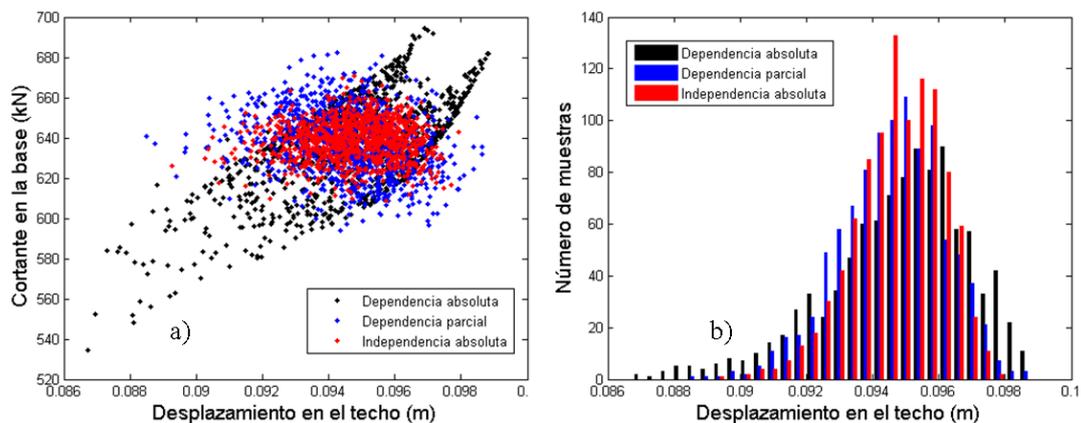


Figura 5-10 Comparación del desplazamiento y del cortante máximo usando el modelo de simulación de dependencia e independencia absoluta así como el método de dependencia parcial.

5.3.4 La acción sísmica

Un estudio detallado sobre la incertidumbre asociada a la acción sísmica puede encontrarse en Bommer y Crowley (2006). La acción sísmica también se ha considerado aleatoria, y, siendo el objetivo el análisis de daño, se ha preferido usar registros de aceleración de terremotos reales. Dado un espectro de respuesta y una base de datos de acelerogramas, en el capítulo 2, se ha expuesto un procedimiento original que permite extraer el número óptimo de acelerogramas de la base de datos cuyos espectros son compatibles

con el espectro dado. El método se optimiza además de forma que la media de los espectros de los acelerogramas seleccionados coincida con el espectro objetivo.

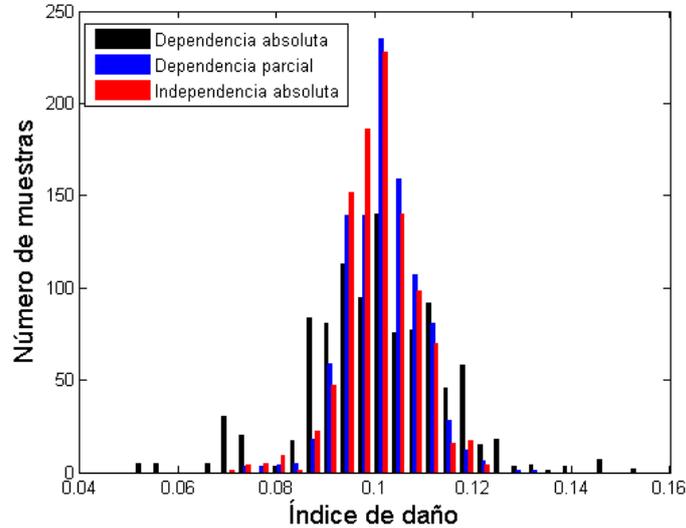


Figura 5-11 Comparación del Índice de daño de Park y Ang usando el modelo de simulación de dependencia e independencia absoluta así como el método de dependencia parcial.

En el mismo capítulo 2 se han seleccionado y mostrado 20 acelerogramas compatibles con los espectros de diseño del eurocódigo EC8, para los dos tipos de sismos, grandes y pequeños, y para los cinco tipos de suelo: A, B, C, D y E. Para edificios regulares la selección se realiza para la componente x (EW) ya que el modelo estructural es 2D. Para edificios asimétricos, en los que es preferible un modelo 3D, la selección se efectúa usando la media geométrica de las dos componentes horizontales.

5.4 Análisis dinámico incremental probabilista

El ADNL incremental o IDA se usa para evaluar la respuesta de la estructura considerando la acción sísmica y las resistencias del hormigón y del acero como variables aleatorias tal como han sido definidas en el apartado anterior. Los acelerogramas se escalan para valores de PGA entre 0.02 y 0.4 g con intervalos de 0.02 g. El procedimiento seguido es el siguiente. 1) Escalado de acelerogramas; para cada uno de los 20 valores de PGA, se escalan los acelerogramas al mismo PGA. 2) Muestreo: para cada acelerograma se generan 100 grupos de muestras aleatorias de las propiedades mecánicas de los materiales, de acuerdo a la hipótesis de correlación parcial para el hormigón y de correlación total para el acero; 3) Análisis de la salida: las variables de salida que se conside-

ran son el desplazamiento máximo en el techo, el cortante en la base y el índice de daño. Por tanto, dado que se han elegido 20 acelerogramas compatibles con cada espectro objetivo, para cada PGA se efectúan 2000 (20×100) iteraciones del ADNL. Resultando, para cada espectro objetivo, un total de 40000 (20×2000) iteraciones. Primero se muestra el caso del edificio Omega, usando registros compatibles con el espectro EC8 tipo 1 y suelo tipo D y sólo la componente x (EW) ya que el modelo estructural es 2D.

5.4.1 Desplazamientos y cortantes máximos

En la Figura 5-12 se muestran los resultados para algunos PGA, específicamente para 0.08, 0.16, 0.24, 0.32 y 0.4 g.

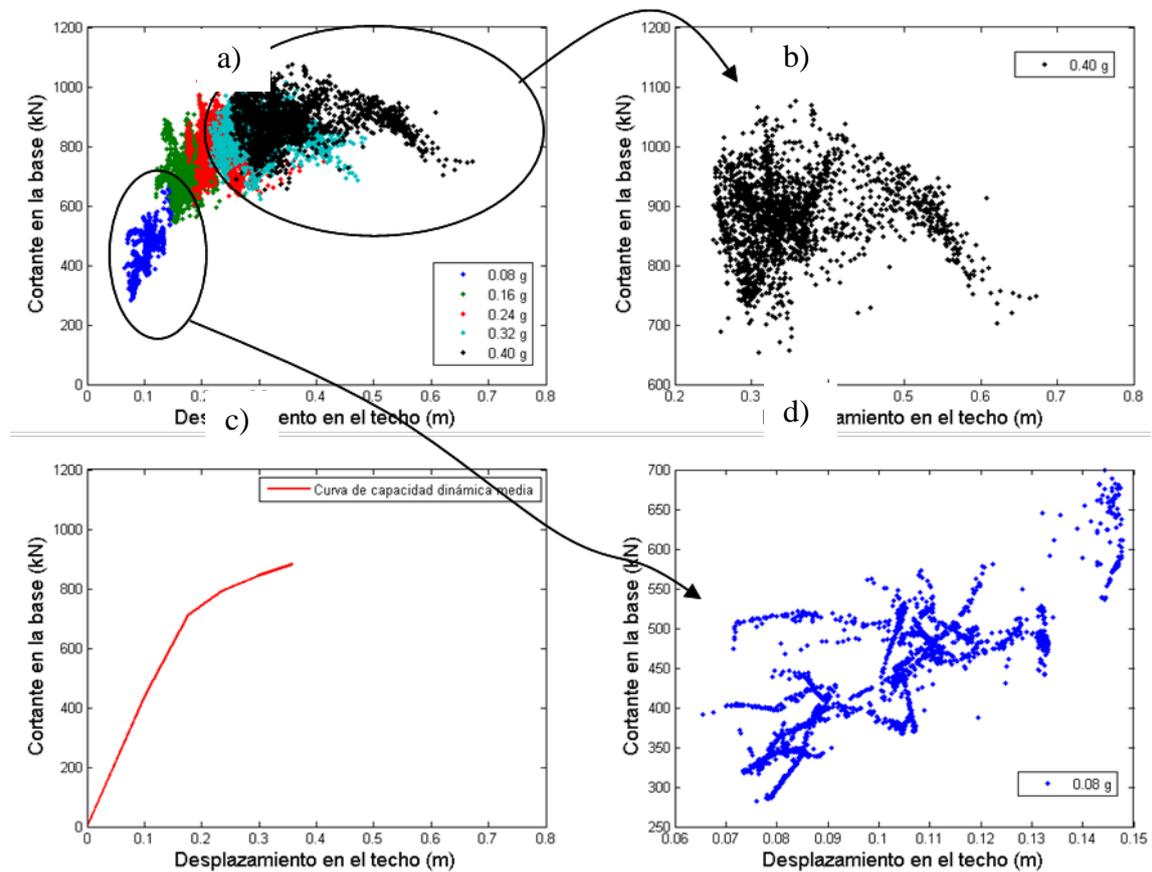


Figura 5-12 Resultados del cálculo dinámico incremental considerando la incertidumbre de la acción sísmica y de las propiedades resistentes de los materiales.

La Figura 5-12c muestra el valor medio de la relación entre el desplazamiento máximo en el techo y el cortante máximo en la base. La Figura 5-12a muestra todos los puntos del desplazamiento máximo en el techo y el cortante máximo en la base. Se observa cómo evoluciona el desplazamiento máximo en el techo y el cortante en la base para

valores crecientes de PGA. La Figura 5-12d corresponde al detalle para PGA=0.08g. Se distinguen con claridad 20 nubes de puntos asociadas a cada acelerograma. Los 100 puntos de cada nube corresponden a las diferentes propiedades mecánicas de los materiales. La Figura 5-12b muestra el detalle para PGA=0.4 g. Se observa por una parte, cómo la acción sísmica es la que introduce una mayor incertidumbre y, por otra, cómo la organización de estas nubes disminuye con valores crecientes de PGA, indicando que, al aumentar el PGA, aumenta la incertidumbre introducida por las propiedades mecánicas del edificio. La dispersión también crece con acciones sísmicas de intensidad creciente.

5.4.2 Daño esperado

En las iteraciones del ADNL incremental, se han calculado también los 6 índices de daño definidos en el capítulo 4; es decir los índices: 1) de *Deformación*, 2) de *Park y Ang* (1985), 3) de *Bracci et al.* (1989), 4) de *Roufaiel y Meyer* (1987), 5) de *Cosenza et al.* (1993) y 6) de *Banon y Veneziano* (1982). La Figura 5-13 muestra los seis índices de daño en función del desplazamiento máximo en el techo. La Figura 5-14 muestra, junto con los 6 índices, la mediana y los niveles de confianza asociados al 84% y al 16% en función del PGA. En el caso que estas funciones fueran gaussianas, la mediana coincidiría con la media o valor esperado y los límites del 84% y 16% con la media +/- la desviación estándar. La suposición que esta variable es gaussiana no está muy lejos de la realidad. Las seis curvas son parecidas, indicando que representan un mismo fenómeno físico: el daño; pero es posible distinguir también dos familias. Las figuras a), b) y f) corresponden respectivamente a los índices de *Deformación*, de *Park y Ang* y de *Banon y Veneziano*. Las figuras c) d) y e) corresponden respectivamente a los índices de *Bracci et al.*, de *Roufaiel y Meyer*, y de *Cosenza et al.* Lo mismo puede observarse en la Figura 5-14. Las figuras a) b) y f) tienen menor incertidumbre que las c) d) y e). Varios estudios han puesto de manifiesto que cuando el índice de daño excede la unidad puede considerarse que la estructura ha colapsado y, en consecuencia, para el propósito de esta tesis, los valores mayores que 1 se igualan a 1. Esta consideración tiene sentido ya que aunque la incertidumbre crece con el PGA debido a que aumenta la no linealidad de la respuesta estructural, también es esperable que, disminuya a partir de determinado PGA ya que la probabilidad de colapso crece hasta valores cercanos a la unidad, de forma que

independientemente de la resistencia de la estructura, el colapso es seguro. La Figura 5-15 muestra los índices de daño de la Figura 5-14 pero considerando igual a la unidad los índices de daño mayores que 1. Esto hace que para valores superiores del PGA el índice de daño empieza a ser una variable aleatoria asimétrica y, por tanto, convenga aún más que en el caso no truncado (Figura 5-14) tratarlas como variables aleatorias no paramétricas.

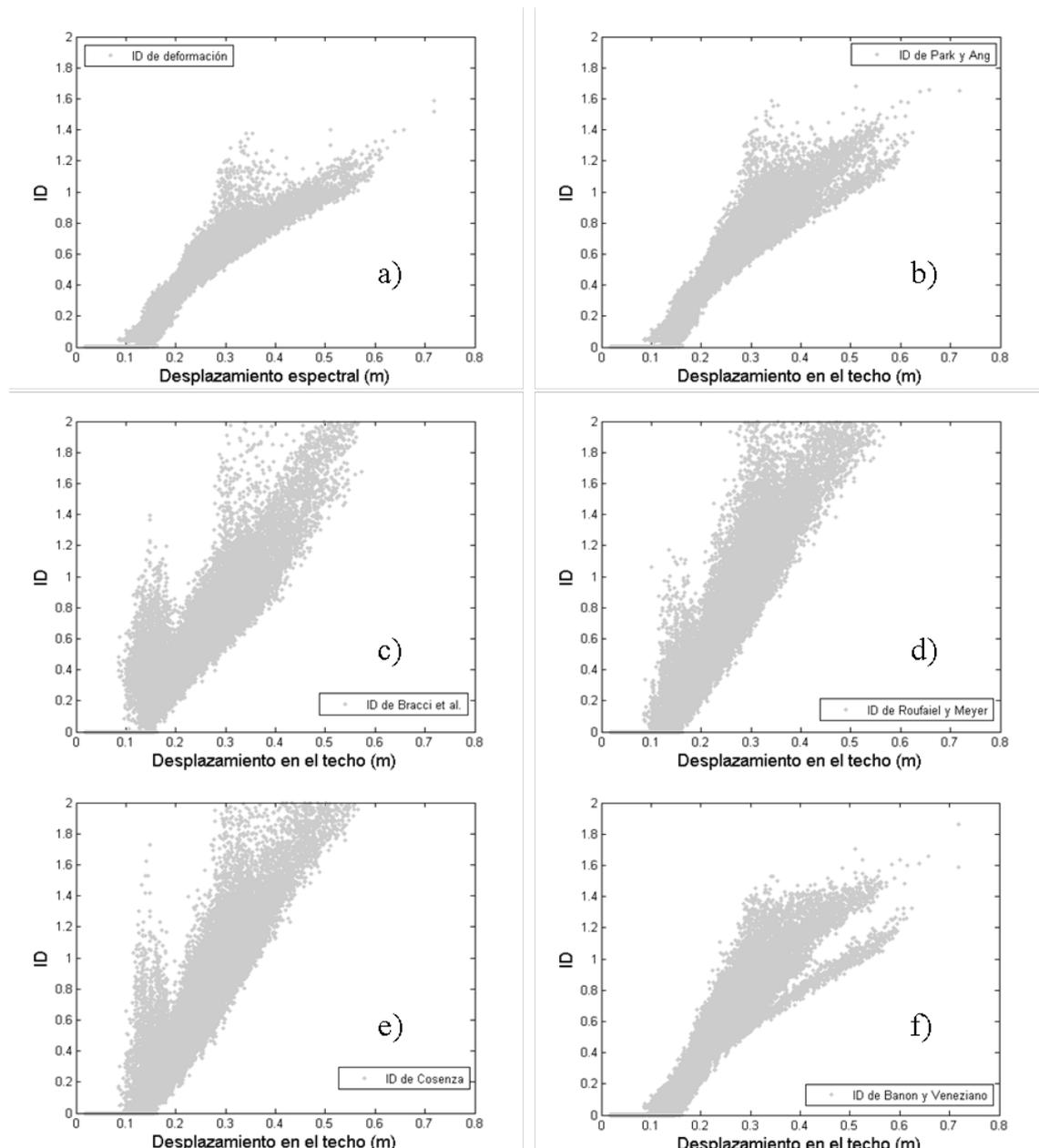


Figura 5-13 Índices de daño para el edificio Omega, en función de máximo desplazamiento en el techo.

Hasta aquí se ha desarrollado una poderosa herramienta para evaluar el daño esperado en una estructura desde una perspectiva probabilista. El método requiere el ADNL in-

cremental. A continuación se desarrolla el método basado en el espectro de capacidad en el que la acción y el edificio se definen de forma simplificada en términos respectivamente de espectros de respuesta y espectros de capacidad.

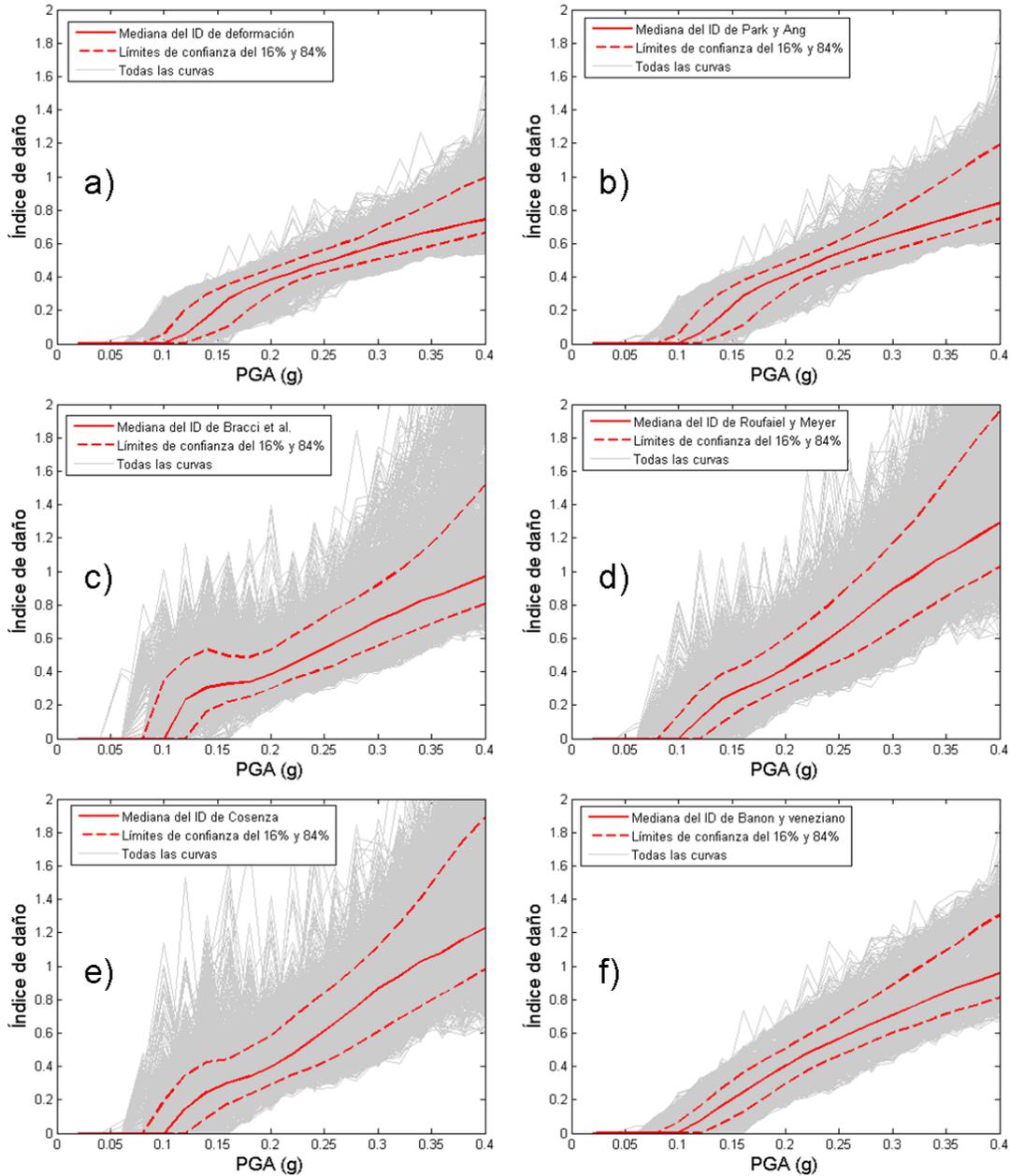


Figura 5-14 Índices de daño para el edificio Omega en función del PGA.

El método es de particular interés por las siguientes razones: i) el método del espectro de capacidad es sencillo y popular; ii) desde la última década del siglo XX se han desarrollado técnicas de análisis de daño basadas en el método del espectro de capacidad y

iii) no existe en la actualidad una versión probabilista del método que permita tener en cuenta las incertidumbres.

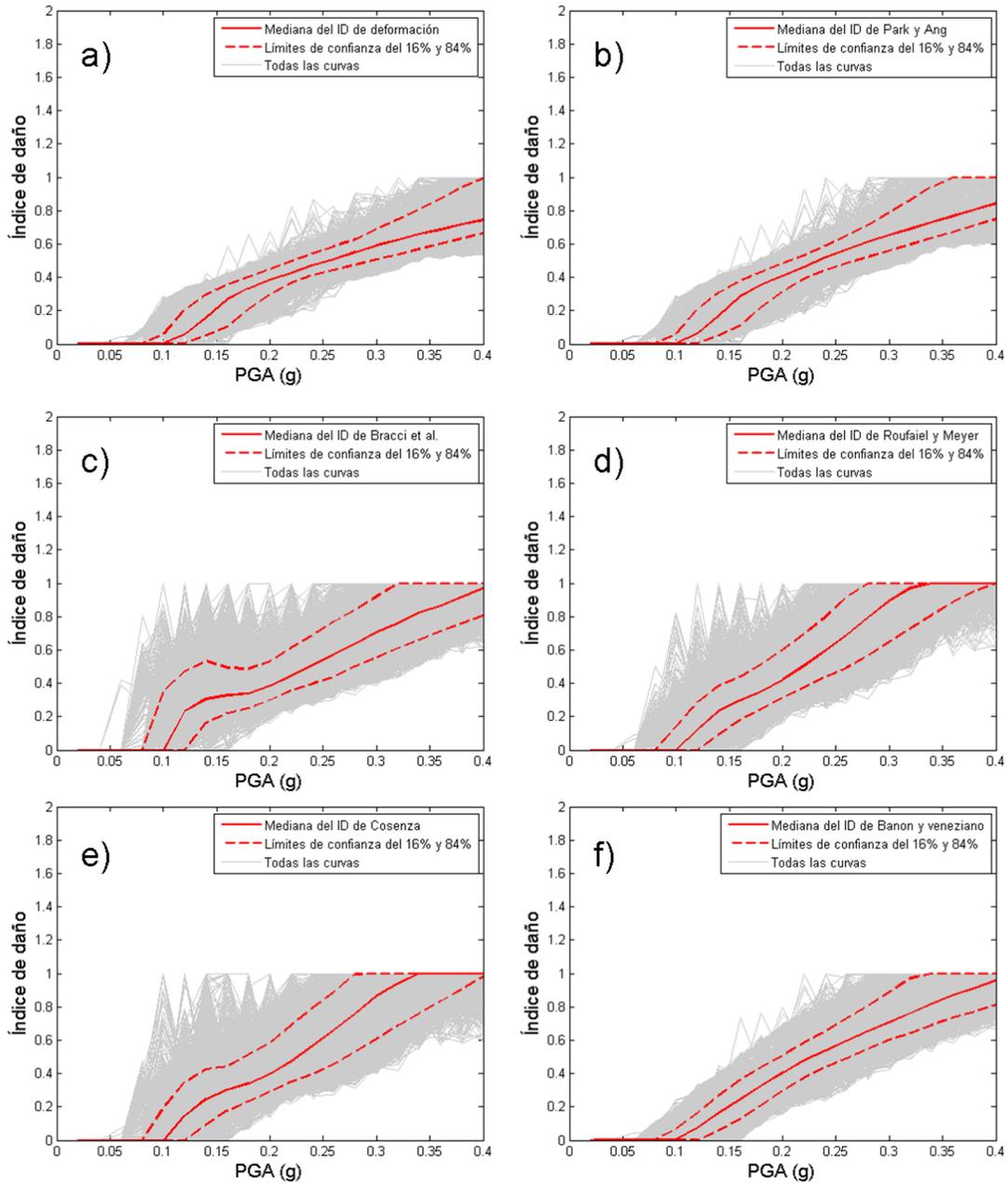


Figura 5-15 Índices de daño, en función del PGA, considerando que valores mayores a 1 serán iguales a 1.

5.5 Método basado en el espectro de capacidad

El método determinista de análisis de daño en edificios basado en el espectro de capacidad se ha detallado en el capítulo 3. Aquí se propone una versión probabilista del método que permite incluir las incertidumbres de las variables implicadas. Veremos cómo, a partir del método del espectro de capacidad, que se basa en el análisis estático no lineal, denominado a partir de ahora como ASNL, es posible llegar a resultados compatibles con los obtenidos mediante el IDA probabilista. Los pasos para su aplicación son: 1) muestreo de las variables aleatorias del edificio y de la acción sísmica; 2) obtención de las curvas *pushover* y espectros de capacidad probabilistas; 3) cálculo de las formas bilineales de los espectros de capacidad; 4) obtención de las curvas de fragilidad; 5) Para cada acción sísmica considerada, obtención del punto de capacidad por demanda (*performance point*) y 6) obtención del daño esperado. En el paso 4 es crucial la definición de los umbrales de los estados de daño; se formula aquí una propuesta alternativa basada en la degradación de rigidez estructural. Veremos cómo el daño esperado puede diferir de forma significativa del obtenido con el método propuesto en el marco del proyecto Risk-UE en el que los umbrales de los estados de daño se basan en los puntos de cedencia y de capacidad última de la forma bilineal del espectro de capacidad. En el punto 5 se discutirá el uso de dos aproximaciones usadas para el cálculo del punto de capacidad por demanda que son la aproximación lineal equivalente y la reducción espectral. El nuevo método propuesto es consistente con el índice de daño de Park y Ang obtenido mediante el IDA. Como en el apartado anterior, el edificio Omega se usa como ejemplo guía.

5.5.1 Variables aleatorias

Con el propósito de poder comparar los resultados del IDA con los del método basado en el espectro de capacidad se usan las mismas variables aleatorias y las mismas acciones sísmicas. Aunque aquí las acciones sísmicas se usan en términos espectrales.

5.5.2 El espectro de capacidad

Se han generado 1000 grupos de muestras hormigón y del acero. Para el hormigón se usa la hipótesis de *correlación parcial* y para el acero la de *correlación nula*. Para cada

grupo de muestras se efectúa un PA. La Figura 5-16 muestra las 1000 curvas de capacidad obtenidas y la curva media de capacidad.

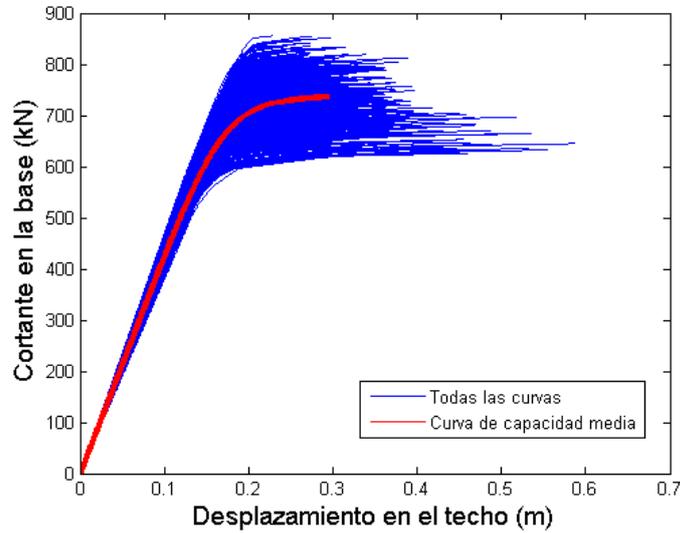


Figura 5-16 Curvas de capacidad considerando la incertidumbre de las propiedades mecánicas de los materiales.

Como variables de salida se consideran la rigidez inicial K_0 y el desplazamiento último du , que son también variables aleatorias. La Figura 5-17a y la Figura 5-17b, muestran respectivamente a relación entre la resistencia del acero, f_y , y du y entre la resistencia del hormigón, f_c , y la rigidez inicial K_0 . Se observa cómo el desplazamiento último crece con f_y . La Figura 5-17b muestra la fuerte dependencia entre K_0 y f_c .

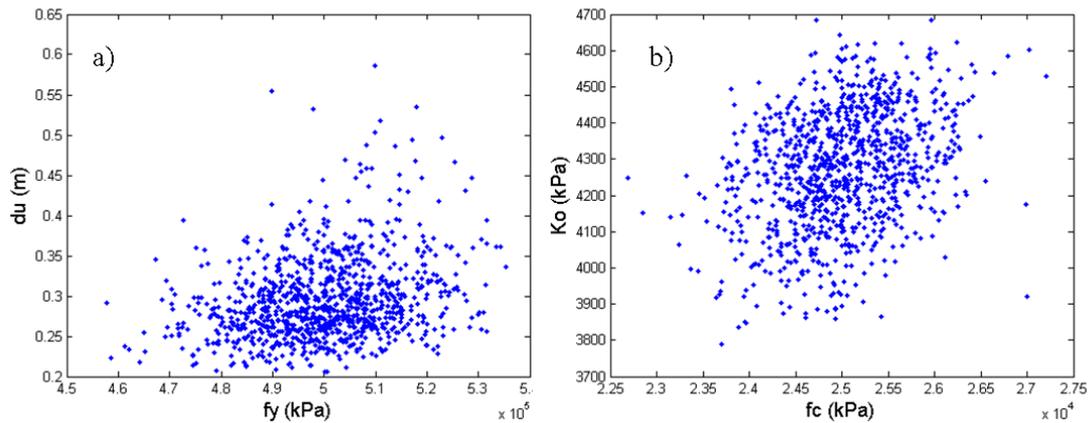


Figura 5-17 a) Correlación entre du y f_y . b) Correlación entre K_0 y f_c .

Una manera de medir el grado de dependencia entre las variables de entrada y de salida es calcular la matriz de correlación. Para un análisis más completo se ha calculado la forma bilineal de la curva de capacidad obteniéndose el desplazamiento de plastifica-

ción dy que, a su vez, permite calcular el factor de ductilidad μ_u de la estructura. Así las variables de entrada son fc y fy y las de salida son Ko dy du y μ_u .

La Tabla 5-3 muestra la matriz de correlación entre las variables de entrada y de salida. Dos variables aleatorias son linealmente independientes cuando el correspondiente elemento ρ_{ij} de la matriz de correlación tiende a cero, aunque puede existir una relación no lineal. Destaca la correlación entre Ko y dy y entre μ_u y du .

Tabla 5-3 Matriz de correlación entre las variables de entrada y de salida.

		input		output			
		fy	fc	μ_u	Ko	dy	du
input	fy	1.000	0.000	0.207	-0.008	0.368	0.277
	fc	0.000	1.000	-0.152	0.340	0.003	-0.155
output	μ_u	0.207	-0.152	1.000	-0.631	-0.225	0.984
	Ko	-0.008	0.340	-0.631	1.000	0.520	-0.553
	dy	0.368	0.003	-0.225	0.520	1.000	-0.052
	du	0.277	-0.155	0.984	-0.553	-0.052	1.000

La matriz de correlación pone de manifiesto la riqueza de la información que se puede obtener a partir de un PA probabilista usando el método de Monte Carlo.

5.5.3 El espectro de capacidad bilineal

Usando los procedimientos explicados en el capítulo 3, a partir de las curvas de capacidad se han calculado los espectros de capacidad, sus formas bilineales y los umbrales de los estados de daño. Llamamos Dy y Du a los desplazamientos espectrales de cedencia y de capacidad última, respectivamente y ds_i ($i=1, 2, 3, 4$) a los umbrales de los estados de daño no nulo. Estos 6 parámetros se tratan ahora como variables aleatorias. La Figura 5-18 muestra la forma bilineal del espectro medio de capacidad y los umbrales de los estados de daño calculados de acuerdo a la propuesta Risk-UE. La Tabla 5-4 muestra sus valores medios, μ_{ds_i} , desviaciones estándar, σ_{ds_i} y coeficientes de variación, $c.d.v.$ Se aprecia que los umbrales ds_1 y ds_2 tienen una dispersión menor y están fuertemente correlacionados con la aceleración espectral porque los desplazamientos espectrales asociados están muy cerca al campo de comportamiento lineal de la estructura. Por otra

parte, los umbrales ds_3 y ds_4 muestran un comportamiento más aleatorio con mayores incertidumbres. Sobresale la alta aleatoriedad del umbral del estado de daño de colapso. La Tabla 5-5 muestra los valores medios, desviaciones típicas y coeficientes de variación de las aceleraciones espectrales, as_i ($i=1, 2, 3, 4$), de los umbrales de los estados de daño.

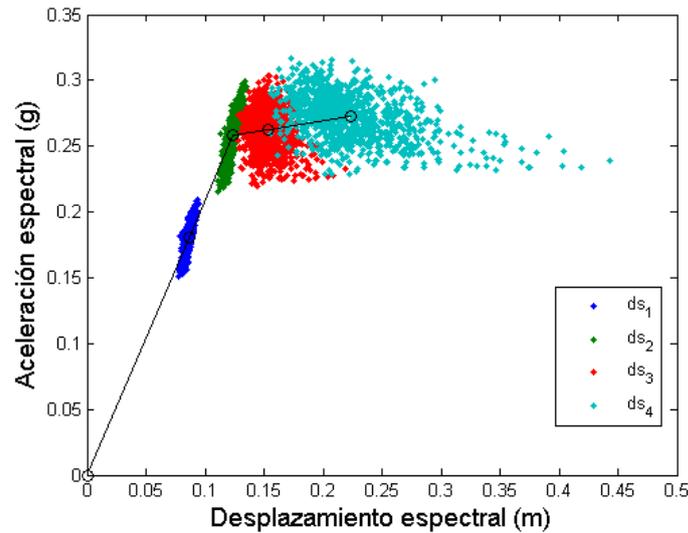


Figura 5-18 Umbrales Risk-UE de los estados de daño.

La dispersión, no aumenta significativamente con el estado de daño y, como veremos más adelante, estas aceleraciones de los umbrales de los estados de daño, no intervienen en la obtención de las curvas de fragilidad.

Tabla 5-4 Momentos principales de los estados de daño como variables aleatorias.

	ds_1	ds_2	ds_3	ds_4
μ_{ds} (cm)	8.63	12.33	15.33	22.32
σ_{ds} (cm)	0.27	0.39	1.18	3.9
<i>c.d.v</i>	0.0312	0.0312	0.0769	0.1747

Tabla 5-5 Momentos principales de la aceleración espectral asociada a cada estado de daño.

	as_1	as_2	as_3	as_4
μ_{as} (g)	0.18	0.258	0.263	0.272
σ_{as} (g)	0.011	0.0157	0.0162	0.0174
<i>c.d.v</i>	0.0608	0.0608	0.0615	0.0640

5.5.4 Curvas de fragilidad e índice de daño

A partir de los umbrales ds_i , se calculan las curvas de fragilidad simplificadas de acuerdo a las hipótesis y procedimientos expuestos en el capítulo 3. El procedimiento simplificado allí desarrollado, en el que interviene la ductilidad última, μ_u , cobra aquí un particular interés ya que se requiere obtener un gran número de curvas de fragilidad. La Figura 5-19 muestra las curvas de fragilidad obtenidas.

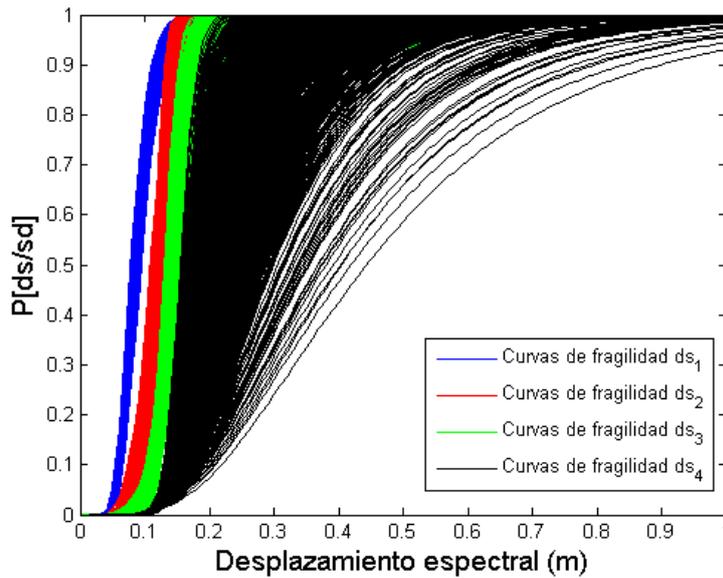


Figura 5-19 Curvas de fragilidad calculadas teniendo en cuenta la incertidumbre de las propiedades mecánicas de los materiales.

Se aprecia que, a medida que se incrementa el estado de daño, la variabilidad aumenta de forma significativa con el estado de daño, como era esperable a partir de las dispersiones observadas en los umbrales. Las curvas de fragilidad de los estados de daño leve y moderado muestran poca dispersión tanto en ds_i como en β_{ds_i} ; las de los estados de daño extensivo y de colapso tienen una importante dispersión en ambos parámetros. La dispersión en el parámetro β_{ds_i} , particularmente para el estado de colapso, se refleja en la pendiente de las curvas que decae a medida que aumenta el umbral del estado de daño.

Modelizado de los parámetros

En estudios de análisis de daño puede ser interesante representar las curvas de fragilidad de forma sencilla y compacta, sin perder el enfoque probabilista. Se analiza aquí si los dos parámetros que definen cada curva de fragilidad, ds_i y β_{ds_i} , siguen una función de densidad de probabilidad característica, lo que facilitaría el uso de curvas de fragilidad probabilistas, por ejemplo, para la definición de niveles de confianza o para la generación de muestras aleatorias. Para este fin se ha aplicado el test de Kolmogorov-Smirnov (Kalos y Whitlock 1986) a las variables ds_i y β_{ds_i} . Así, se han agrupado las variables de salida en histogramas y se han normalizado por el número total de muestras. Con los histogramas normalizados se calcula la función de probabilidad acumulativa de la variable y ésta se compara con la función de probabilidad acumulativa dada por un modelo clásico. Los resultados de esta prueba, muestran que casi todas las variables siguen una función de densidad de probabilidad lognormal, excepto la variable β_{ds_1} . La Figura 5-20 muestra el caso de ds_i y la Figura 5-21 de β_{ds_i} . Se obtienen buenos ajustes en todos los casos salvo para el parámetro β_{ds_1} . La causa es que para ductilidades mayores que 2, β_{ds_1} es constante, lo que lleva a concentrar valores equiprobables al final del histograma, apartándose de la distribución lognormal. En este caso es preferible usar directamente la curva no paramétrica empírica.

Niveles de confianza

A partir de las funciones de densidad de probabilidad de ds_i y β_{ds_i} , se pueden obtener curvas de fragilidad para cualquier nivel de confianza. La Figura 5-22a muestra las curvas de fragilidad medias y para niveles de confianza del 16% y el 84%. La Figura 5-22b muestra las desviaciones estándar, dando una idea de cómo la dispersión varía con el desplazamiento espectral. Puede observarse que la mayor incertidumbre ocurre alrededor de los umbrales ds_i de las curvas de fragilidad medias y, a su vez esta dispersión aumenta con el estado de daño.

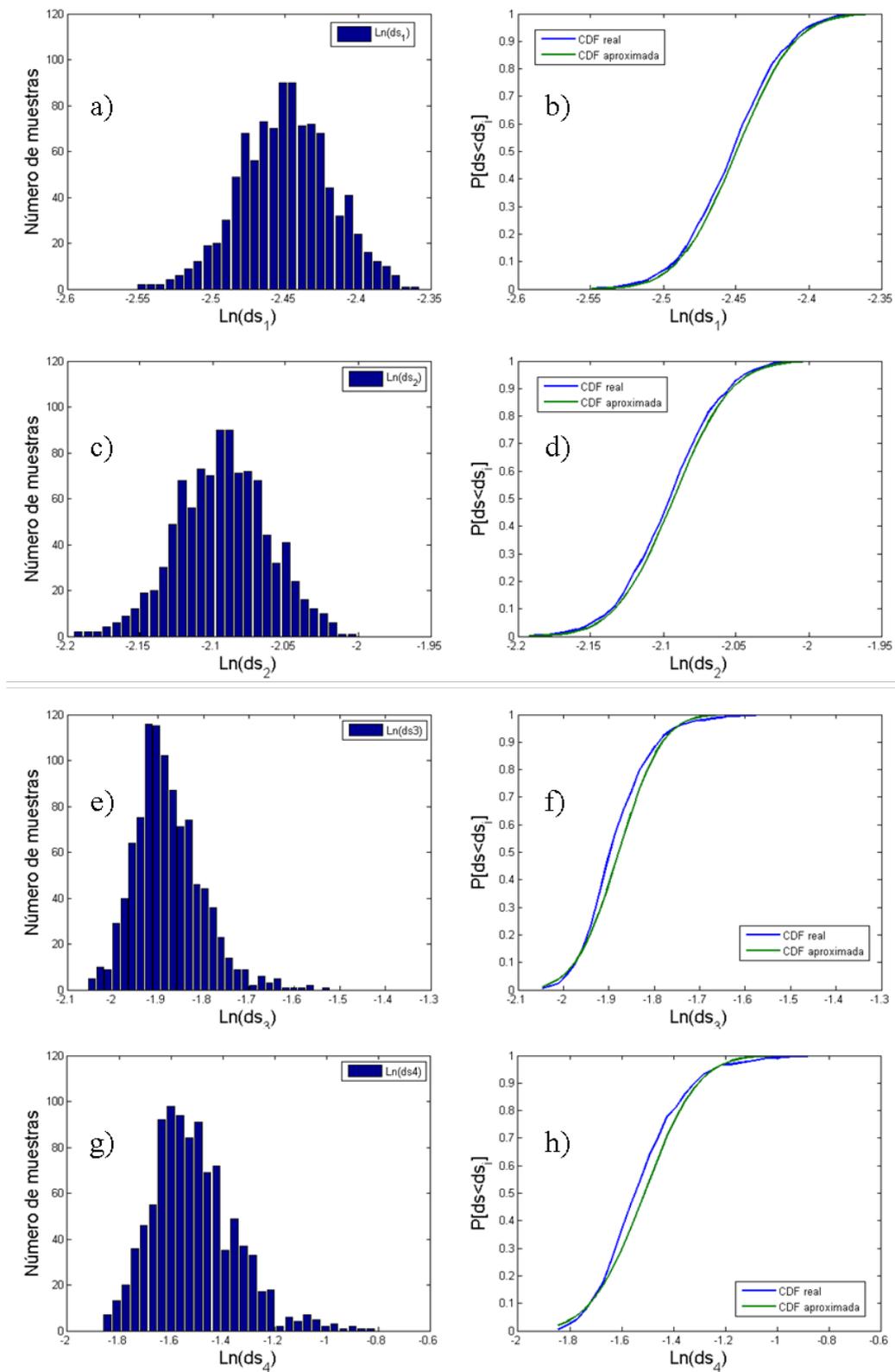


Figura 5-20 Histograma de las variables aleatorias asociadas a los estados de daño. Además se muestra la función cumulativa de probabilidad.

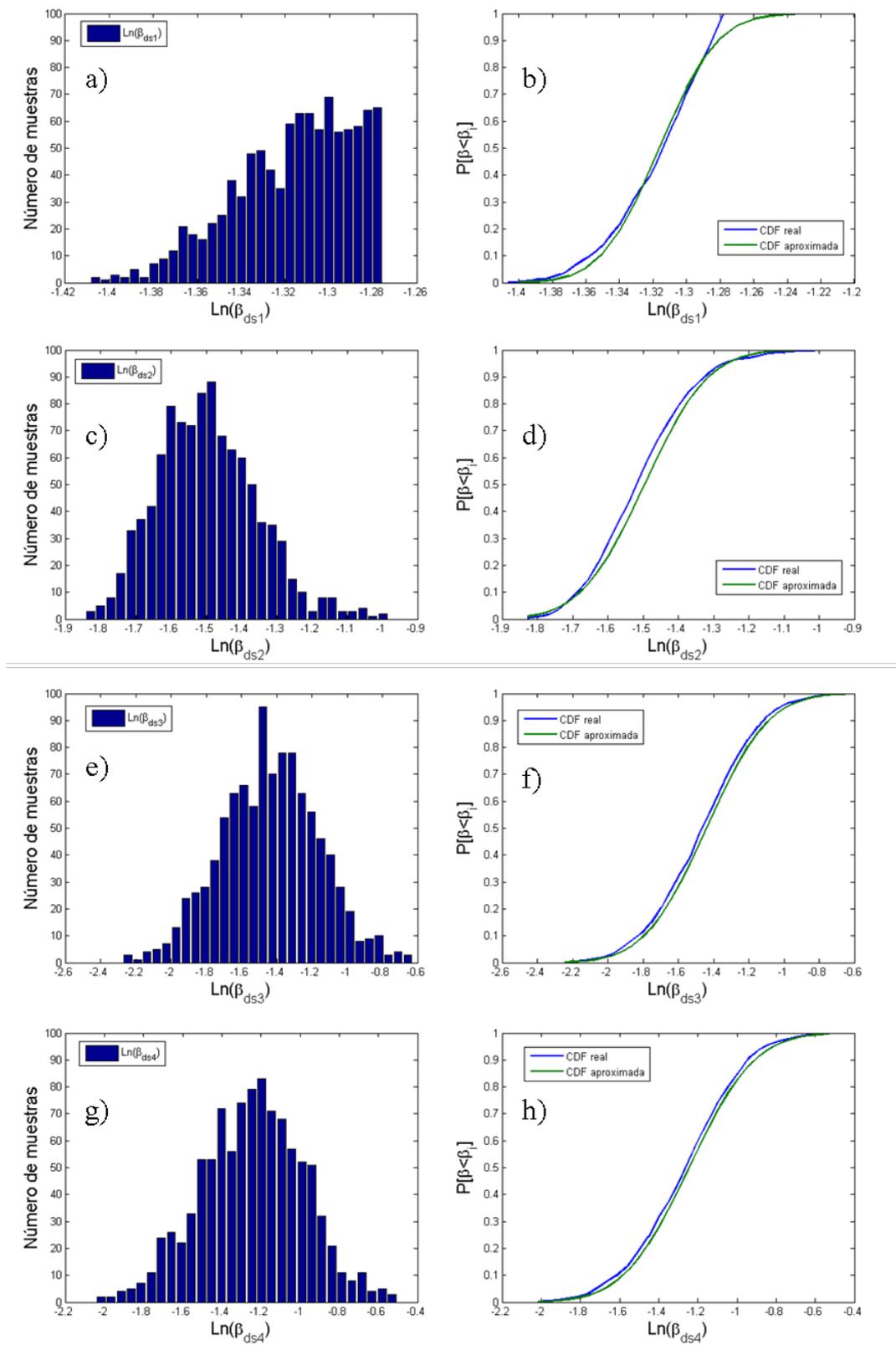


Figura 5-21 Histograma de los valores de β_{ds_i} y correspondientes funciones cumulativas observadas y ajustadas.

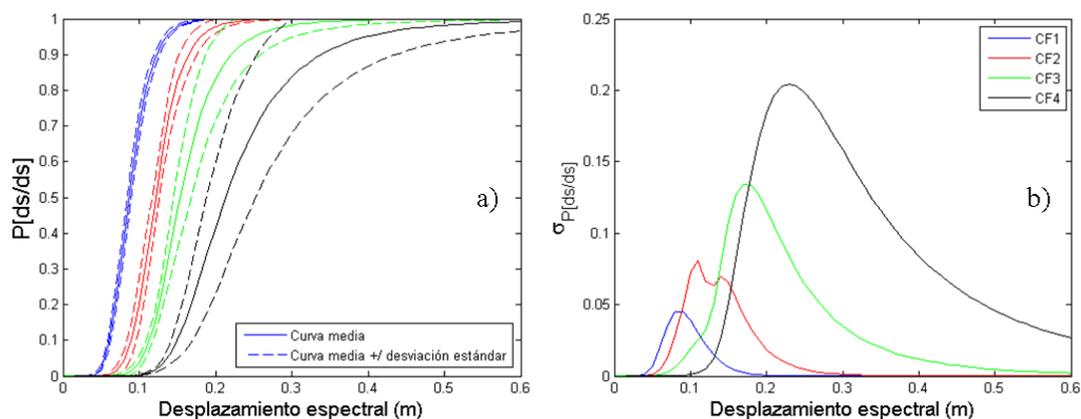


Figura 5-22 a) Curvas de fragilidad medias y para niveles de confianza de 16% y 84%. b) Variación de la desviación estándar como función del desplazamiento espectral.

Índice o grado de daño medio

La hipótesis según la cual, para cada desplazamiento espectral, el daño se distribuye de forma binomial, permite definir un índice de daño como el valor medio. Los detalles del cálculo de este índice se han explicado en el capítulo 3. Se calcula aquí la función de daño, que representa el índice de daño en función del desplazamiento espectral, bajo el enfoque probabilista. La Figura 5-23a muestra esta función. La Figura 5-23b muestra su desviación estándar.

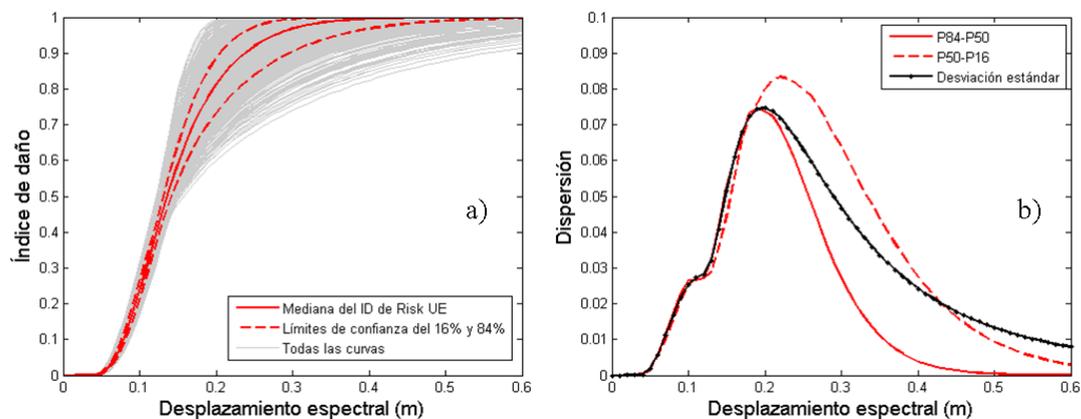


Figura 5-23 Índice de daño que tiene en cuenta la incertidumbre de las propiedades mecánicas de los materiales.

Es importante destacar la gran incertidumbre que tiene esta variable aleatoria, la cual parece ser máxima cuando el desplazamiento espectral es 0.2 m (Figura 5-23b). Hasta este desplazamiento espectral, el índice de daño sigue una función de densidad de probabilidad similar a la gaussiana (véase la Figura 5-24a). Para desplazamientos espectrales mayores que 0.2 m la dispersión decrece debido a que el índice de daño no puede

tomar valores mayores que la unidad. La Figura 5-24b muestra el histograma de frecuencias para un desplazamiento espectral de 0.4 m.

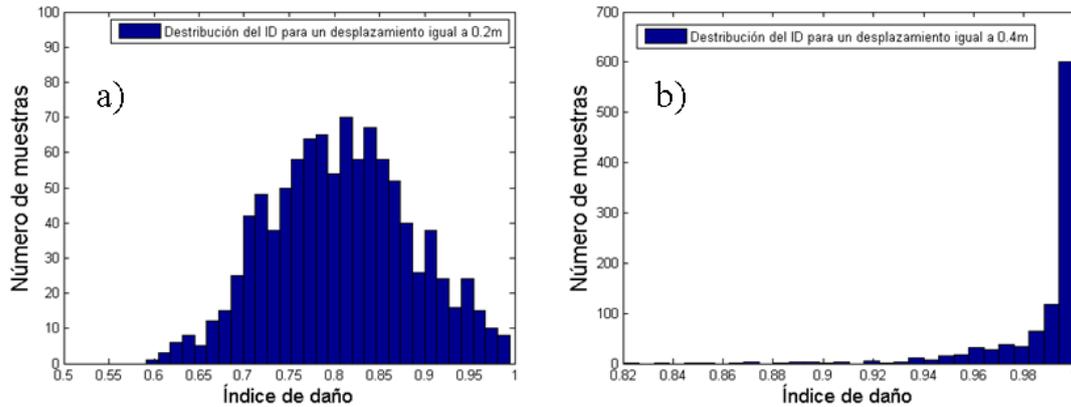


Figura 5-24 a) Histograma del índice de daño para un desplazamiento espectral de 0.2m y b) Histograma del índice de daño para un desplazamiento espectral de 0.4m.

Se observa cómo dominan los valores del índice de daño cercanos a la unidad. Este hecho es razonable pues para desplazamientos espectrales grandes y crecientes la probabilidad de colapso también crece hasta llegar a ser altamente improbable que el edificio no colapse.

5.5.5 Punto de capacidad por demanda (*Performance point*)

Hasta aquí se ha caracterizado la respuesta sísmica del edificio sometido a cargas monotónicas crecientes (*pushover*) de forma que se han determinado las incertidumbres de esta respuesta debidas a las incertidumbres de sus características resistentes, representadas aquí, de forma simplificada, sólo por la resistencia de hormigón y del acero. Así, se han obtenido curvas y espectros de capacidad, curvas de fragilidad y la función de daño que son diferentes maneras de cuantificar la resistencia del edificio a cargas laterales. La evaluación del daño esperado cuando el edificio sufre un terremoto requiere determinar el desplazamiento espectral que el terremoto va a causar en el edificio. Esta estimación requiere cruzar el espectro de capacidad y el espectro de respuesta en su formato aceleración-desplazamiento espectrales (*sa-sd*). Se analizan en este apartado dos técnicas al uso: 1) la aproximación de igual desplazamiento y 2) la reducción espectral. Ambas técnicas se han explicado con detalle en el capítulo 3 y se han llamado como Aproximación Lineal Equivalente (ALE) y PA-8 por ser el procedimiento A, descrito en el capítulo 8 del ATC-40 (1996). Para poder comparar los resultados aquí obtenidos con los del

IDA, se usan los espectros de los mismos 20 acelerogramas allí usados que fueron seleccionados de forma que fueran compatibles con las formas espectrales tipo 1 suelo D del EC8. Obviamente ahora todos los cálculos y análisis se realizan de forma probabilística.

Aproximación lineal equivalente (ALE)

La hipótesis ALE supone que el desplazamiento espectral producido por un sismo en una estructura es el mismo que si la estructura tuviese un comportamiento lineal perfecto. Por tanto el cruce entre el espectro de capacidad y el espectro de respuesta es directo. La Figura 5-25a muestra este cruce para los 1000 espectros de capacidad obtenidos más arriba y los 20 espectros de los acelerogramas seleccionados escalados a un PGA de 0.4g, resultando en un total de 20000 desplazamientos espectrales. Figura 5-25b muestra el histograma de frecuencias. No se observa una función de densidad de probabilidad sencilla y, sin embargo el *teorema del límite central* establece que la combinación de una gran cantidad de variables aleatorias es aproximadamente normal. Probablemente esta desviación del comportamiento esperado se deba al sesgo introducido por la escasa aleatoriedad del periodo propio del edificio y a la insuficiencia del muestreo de la acción sísmica.

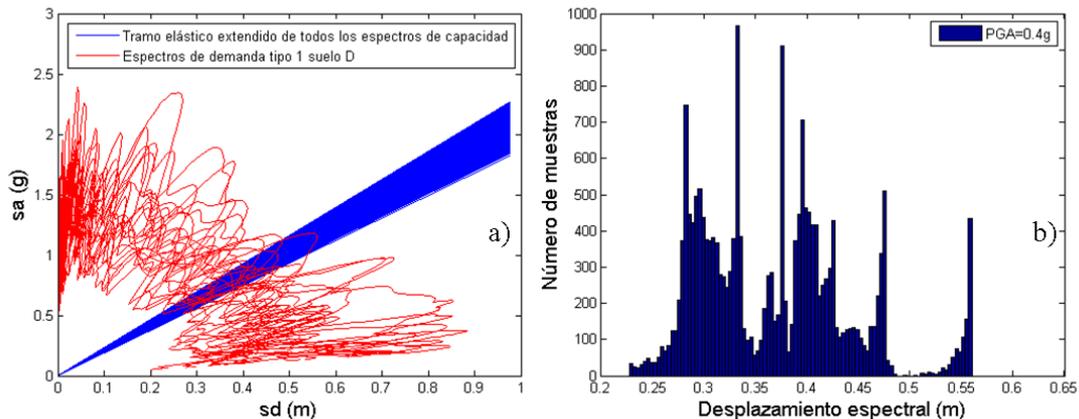


Figura 5-25 Aproximación lineal equivalente considerando la incertidumbre en la acción sísmica y en las propiedades mecánicas de los materiales.

La comparación con los resultados obtenidos con el IDA requiere un análisis incremental que como allí, se consigue escalando los espectros a los mismos PGA. La sencillez de la ALE permite realizar el cruce para un sólo PGA. En efecto, la linealidad del problema permite afirmar que el desplazamiento espectral en función del PGA es una recta

que pasa por el origen y por este único punto. La Figura 5-26a muestra el valor medio de las 20000 desplazamientos espectrales del punto de capacidad por demanda en función del PGA. También se muestra los valores medios de los desplazamientos máximos en el techo obtenidos en el IDA. La Figura 5-26b muestra las desviaciones estándar de los resultados del ALE y del IDA. Se observa cómo la ALE es conservativa ya que nunca subestima el desplazamiento espectral. La desviación estándar correspondiente a la ALE es mayor, lo que indica que, para niveles de confianza superiores al 50%, los resultados serían aún más conservativos.

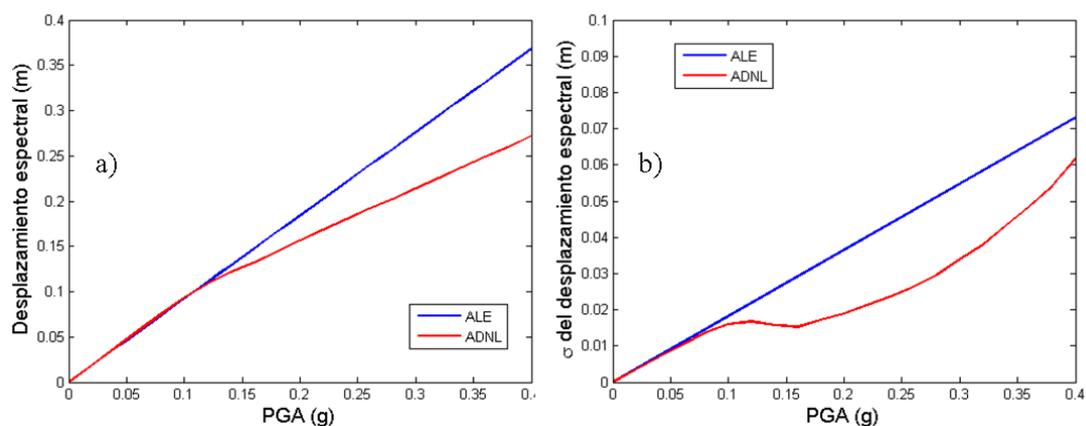


Figura 5-26 Relación entre el PGA y el desplazamiento espectral esperado medio.

En lo que respecta al daño esperado, para cada espectro de capacidad y para cada acción sísmica, se sigue el siguiente procedimiento: 1) se calcula el índice de daño en función del desplazamiento espectral, $Id(Sd)$; 2) se obtiene el desplazamiento espectral en función del PGA, $sd(PGA)$; 3) un sencillo cambio de variable permite obtener el índice de daño en función del PGA, $Id(PGA)$. El procedimiento se repite para los 1000 espectros de capacidad y para los 20 sismos considerados compatibles con el espectro EC8 tipo 1 suelo D. Así la familia de 20000 curvas $Id(PGA)$ incorpora las incertidumbres en las propiedades resistentes del edificio y las de la acción sísmica. La Figura 5-27 muestra las funciones de daño obtenidas, el valor medio y los límites definidos por la desviación estándar.

El método PA-8

La suposición del desplazamiento lineal equivalente, para desplazamientos espectrales fuera del rango elástico del espectro de capacidad, se considera excesivamente conservadora. Cuando la estructura ingresa en el rango inelástico se disipa energía por plastifi-

cación de los elementos estructurales, lo que hace que los desplazamientos espectrales sean menores. El PA-8 incorpora este efecto en el cálculo del desplazamiento espectral del punto de capacidad por demanda, reduciendo el espectro de respuesta por la ductilidad de la estructura. Este procedimiento se ha explicado con detalle en el capítulo 3 y se aplica aquí, con un enfoque probabilista, al edificio Omega para las acciones sísmicas compatibles con el espectro EC8 tipo 1 y suelo D.

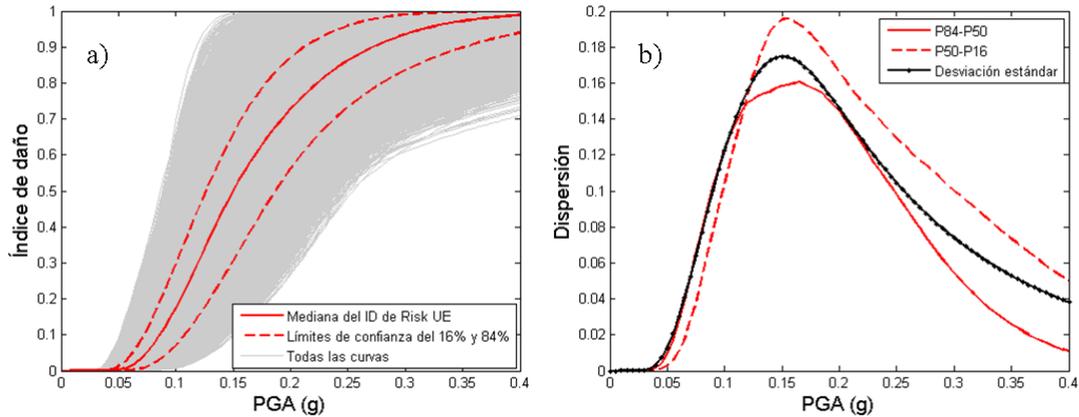


Figura 5-27 Índice de daño en función del PGA y desviaciones estándar. Las curvas corresponden al Edificio Omega y espectro EC08 tipo 1, suelo D y se han obtenido usando la ALE.

Vale la pena hacer notar que los espectros de acelerogramas reales, en formato *sa-sd*, resultan en funciones multivaluadas que no tienen una forma sencilla, tal como puede observarse en la Figura 5-25. Este hecho complica la automatización del proceso iterativo que supone el método PA-8, que es de más fácil aplicación para espectros univaluados sencillos, como los espectros propuestos en las normas sismo-resistentes. Se ha desarrollado una técnica específica que permite la aplicación del método PA-8 a espectros de acelerogramas reales.

Comparación de resultados

La Figura 5-28a muestra los desplazamientos espectrales medios en función del PGA obtenidos mediante los procedimientos ALE, PA-8 y ADNL; La Figura 5-28b muestra las correspondientes desviaciones estándar. Se observa que, cuando se comparan con los resultados del ADNL, las aproximaciones ALE y PA-8 (ATC-40 1996) no subestiman el desplazamiento espectral esperado, pero el PA-8 produce una mejor estima. La Figura 5-29a muestra las curvas medias y las desviaciones estándar del índice de daño en función del PGA para las aproximaciones ALE y PA-8. Se observa cómo, a medida que

crece el PGA, el PA-8 produce estimaciones del daño menores que la ALE pudiendo ser las diferencias de hasta 0.1 unidades del índice de daño. Esto es debido a que el procedimiento PA-8 tiene en cuenta la disipación de energía por deformación inelástica, produciendo, para un mismo PGA, menores desplazamientos espectrales.

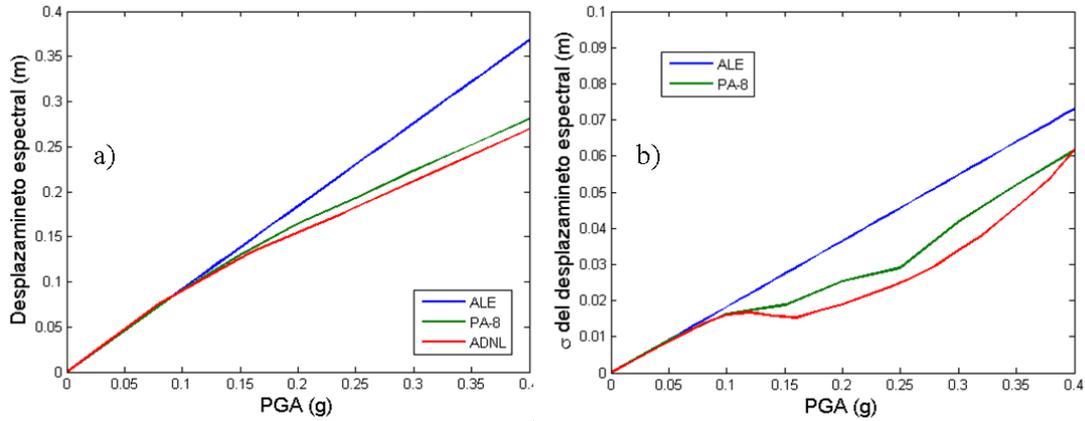


Figura 5-28 a) Desplazamientos espectrales medios en función del PGA para los métodos ALE, PA-8 y ADNL. b) Desviaciones estándar.

Esta reducción en el daño esperado puede ser aún mayor cuando se consideran las desviaciones estándar. En efecto, la Figura 5-29b muestra estas desviaciones típicas; para PGA entre 0.1 y 0.3 g, las desviaciones estándar obtenidas mediante el PA-8 son significativamente menores, indicando que cuando se consideran intervalos de confianza mayores, las diferencias entre los índices de daño estimados mediante el ALE y el PA-8 son aún mayores.

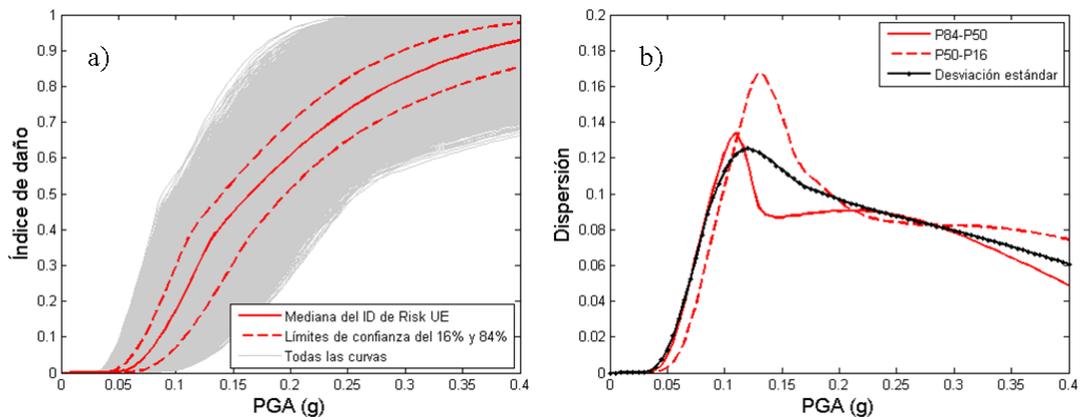


Figura 5-29 a) Índice de daño en función del PGA usando el método PA-8. b) Niveles de confianza del 16%, del 84% y la desviación estándar.

5.6 El daño. Discusión

Hemos visto cómo, para estimar el desplazamiento espectral del punto de capacidad por demanda, el PA-8 produce buenos resultados cuando se comparan con los obtenidos mediante el ADNL. Más compleja y espinosa es la cuestión del daño esperado. En el ADNL se han calculado hasta 6 índices de daño (véanse las figuras: Figura 5-13, Figura 5-14 y Figura 5-15); en el ASNL se ha usado un índice de daño que proviene de las curvas de fragilidad y representa un valor medio de una distribución de probabilidad; la binomial en este caso. Llamaremos Id_D al índice de daño obtenido mediante el ADNL y Id_S al índice de daño obtenido mediante el ASNL. En aplicaciones deterministas el significado físico de Id_D se relaciona con la degradación progresiva de los elementos estructurales, esta degradación, que depende del PGA pero también de la disipación de la energía y, en consecuencia, puede depender también de la duración del terremoto, se acumula en un contador que cuantifica el daño; el Id_S es un parámetro estadístico que define de forma unívoca la distribución binomial. Su determinación procede de: 1) la definición de los umbrales de los estados de daño y 2) de la hipótesis de la distribución binomial. La hipótesis de la distribución binomial se basa en el daño observado y en la escala macrosísmica EMS'98; la definición de los umbrales de los estados de daño se basa en la opinión experta que, en este caso, se fundamenta en la degradación estructural suponiendo, mediante factores adecuados, que el daño *leve* y *moderado* ocurre antes del punto de cedencia del espectro bilineal de capacidad y que el daño *severo* y *completo* ocurren para desplazamientos espectrales entre los de los puntos de cedencia y de capacidad última. Así pues, los índices Id_S e Id_D no son ni homogéneos ni comparables. Con todo, se ha hecho aquí un esfuerzo de comparación y se propone un nuevo índice que se calcula a partir del espectro de capacidad y que es compatible y comparable con el índice de daño Id_D . Llamaremos Id_{SD} a este nuevo índice que, como veremos, se basa en la degradación de rigidez y en el índice de Park y Ang.

5.6.1 Comparación de índices de daño

La Figura 5-30A compara los índices de daño medio Id_S e Id_D . La Figura 5-30B muestra las desviaciones estándar.

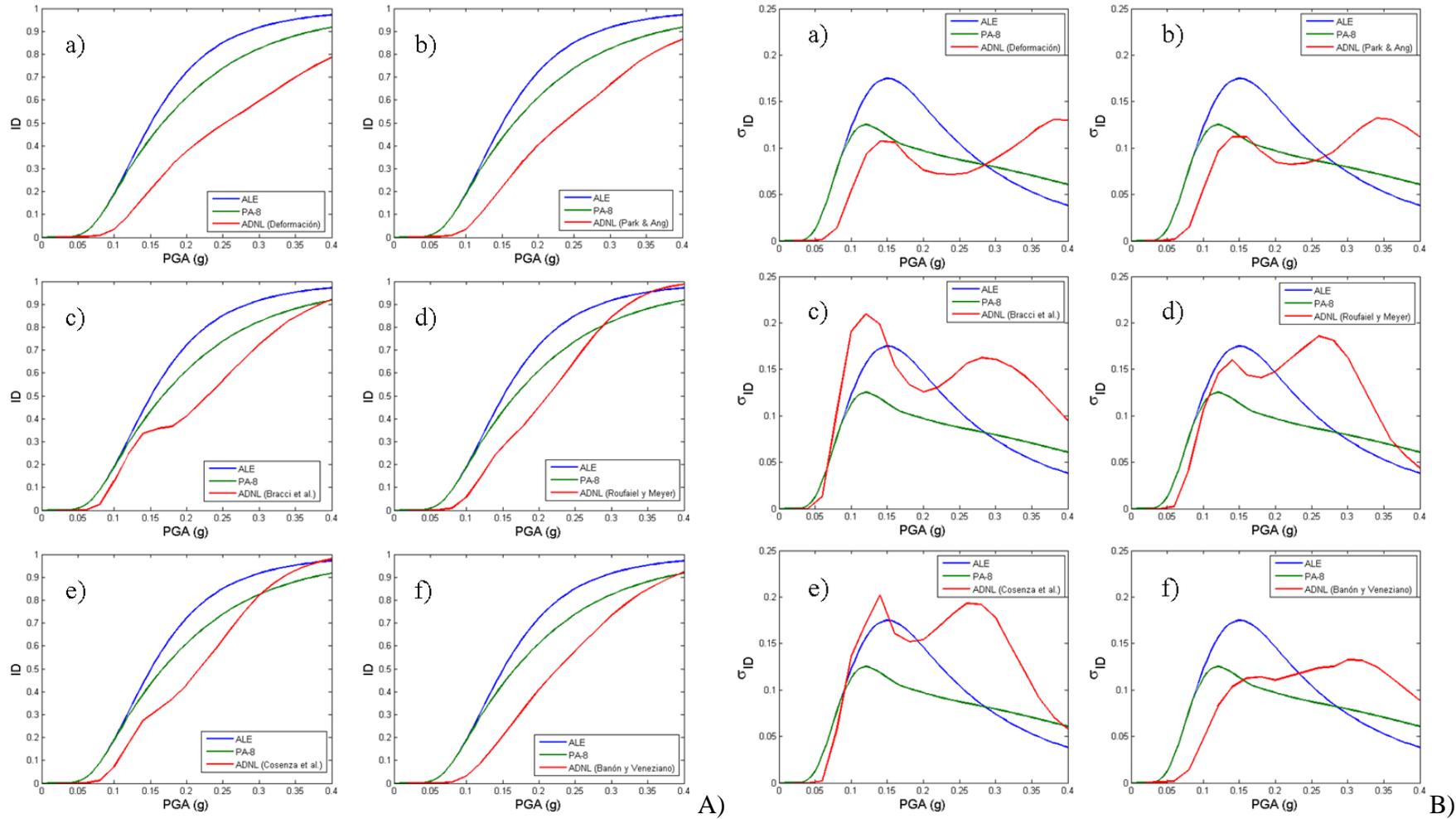


Figura 5-30 Índices medios de daño A) y desviaciones típicas B).
 Se comparan los dos índices obtenidos en el ASNLU usando la ALE, el PA-8 y los seis obtenidos usando el ADNL.

En general, los índices Id_S son mayores que los Id_D , aunque para los índices de *Roufaiel* y *Meyer* (1987) y de *Cosenza et al.* (1993) esto sólo es cierto para desplazamientos espectrales inferiores a 0.3 g. Las desviaciones típicas son del mismo orden, con valores máximos similares para los índices *Park y Ang* (1985) y de *Banon y Veneziano* (1982). No obstante, en todos los casos se observa un desfase que hace que las desviaciones típicas de los índices Id_S sean mayores que las de los Id_D . Se propone a continuación el nuevo índice Id_{SD} que, calculado a partir del espectro de capacidad, es compatible y comparable con el Índice de *Park y Ang* (1985).

5.6.2 Nuevo índice de daño

En la Figura 5-15 pueden observarse diferencias significativas entre los valores medios y entre las desviaciones estándar de los 6 índices calculados en el ADNL. Como paso previo, se analiza cuál de ellos se considera más adecuado. El índice elegido se usará como referencia para calibrar el nuevo índice Id_{SD} .

Elección del índice Id_D

Los índices de *Banon y Veneziano* (1982) y de *Park y Ang* (1985) consideran las contribuciones al daño de la máxima deformación de los elementos estructurales y de la energía histerética disipada. Los valores de ambos índices son similares pero el índice de *Park y Ang*, además de permitir separar ambas contribuciones de forma explícita, da indicaciones del grado o estado de daño para los diferentes valores del índice. Por estas dos razones se ha escogido el índice de *Park y Ang* como referencia para el nuevo índice propuesto. La contribución de la disipación de energía al índice de *Park y Ang*, puede obtenerse restando el índice global de ductilidad, $ID_{Ductilidad}$, del índice global total, $ID_{Park y Ang}$. Esta contribución se denomina aquí como C_{eh} y se cuantifica como porcentaje del $ID_{Park y Ang}$ mediante la siguiente ecuación:

$$C_{eh} = \frac{ID_{Park y Ang} - ID_{Ductilidad}}{ID_{Park y Ang}} * 100 \quad 5-12$$

La Figura 5-31 muestra la media y la desviación estándar de C_{eh} en función del PGA. Puede verse que C_{eh} crece hasta alcanzar un valor máximo alrededor de un PGA=0.34g.

El índice de Park y Ang para este PGA es 0.8 (Figura 5-15b), valor cercano al índice de colapso ($ID_{Park\ y\ Ang} = 1$). La disminución de C_{eh} a partir de $PGA=0.34$ en la Figura 5-31 puede ser debida a que se ha producido un mecanismo de daño estructural causando que la contribución de $ID_{Ductilidad}$ al daño global, sea más importante. Así, el índice de daño de Park y Ang, permite detectar también cuándo ocurren mecanismos de daño estructural por desplazamiento.

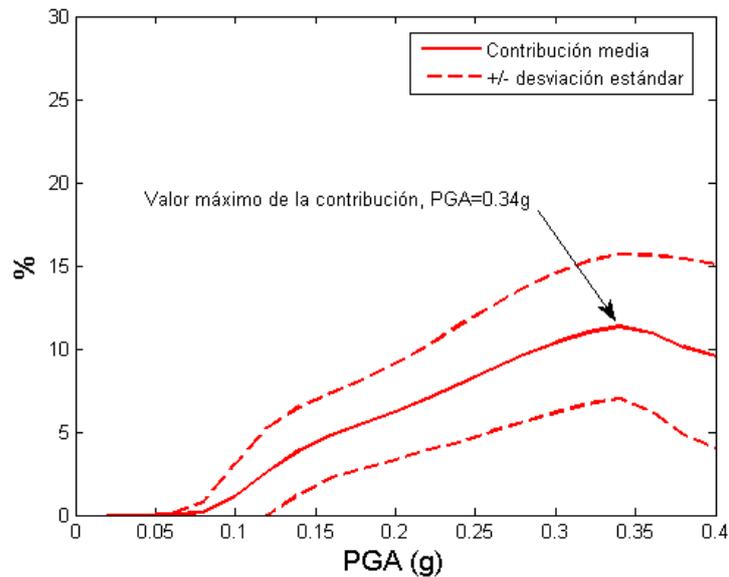


Figura 5-31 Porcentaje de daño asociado a la energía disipada en el Índice de Park y Ang.

Puntos críticos de los estados de daño para el índice I_{dSD}

Consideremos la primera derivada del espectro de capacidad. Esta función, a la que nos referiremos como rigidez espectral, está definida por la pendiente del espectro de capacidad y varía entre la pendiente inicial y la pendiente final. La Figura 5-32a muestra la rigidez espectral para el espectro de capacidad de la Figura 5-32c. Además, en esta figura, se muestra también la rigidez espectral media (Figura 5-32b) y su derivada (Figura 5-32d). El primer paso para definir I_{dSD} consiste en definir los umbrales de los 4 estados de daño no-nulo o, de forma equivalente, para cada estado de daño, definir un punto crítico definido por su desplazamiento espectral y su probabilidad de excedencia.

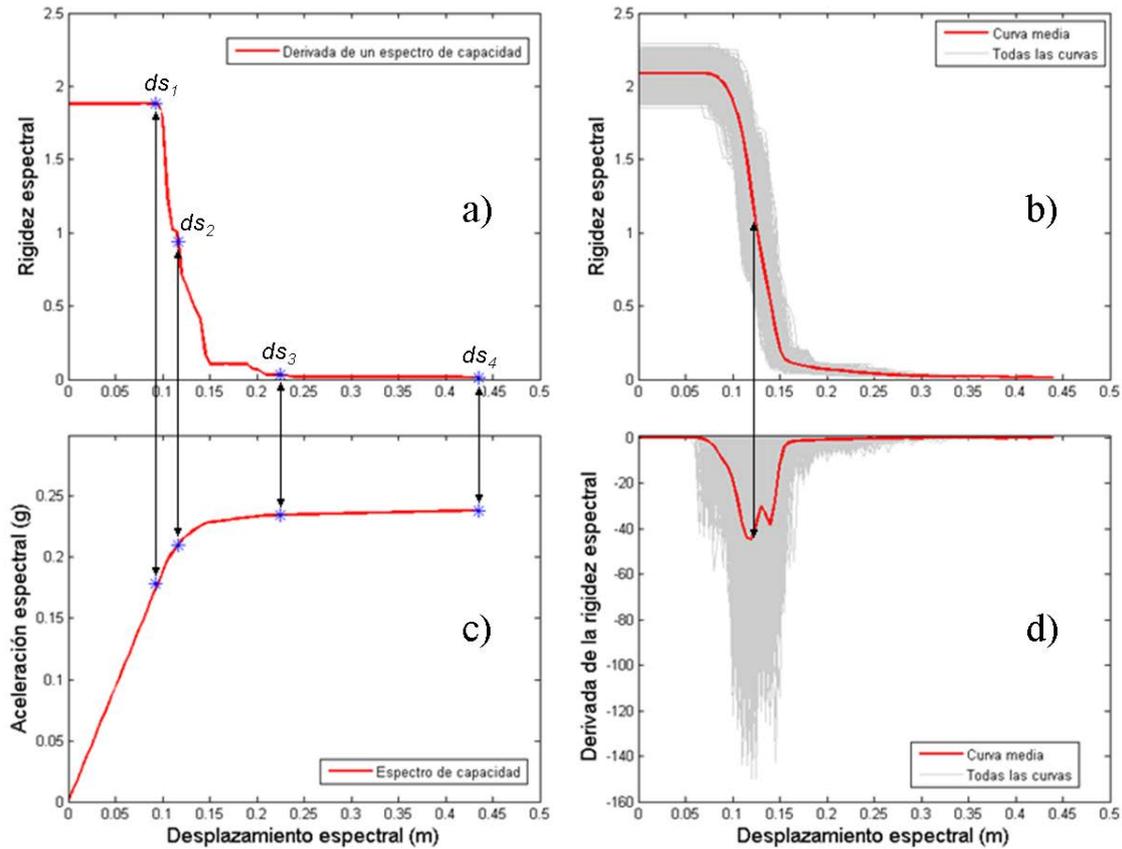


Figura 5-32 Ilustración de la definición de los nuevos estados de daño. a) Rigidez espectral. b) Valor medio de la rigidez espectral. c) Espectro de capacidad. d) Derivadas de la rigidez espectral.

Las probabilidades de excedencia de los demás estados de daño se determinan entonces de forma sencilla, a partir de la hipótesis de la distribución binomial. Llamamos ds_{Ci} ($i=1,2,3,4$) a estos puntos críticos para distinguirlos de los umbrales ya que, por definición, en los umbrales la probabilidad de excedencia es 0.5. ds_{C1} se definen a partir de la degradación de la rigidez espectral de la siguiente forma. ds_{C1} se sitúa donde la rigidez espectral comienza a degradarse y se le asigna una probabilidad de excedencia del estado de daño *Leve* del 5%, con el fin de evitar que daño empiece en el tramo elástico del espectro de capacidad. ds_{C2} se define a partir de la curva media de rigidez espectral y de su derivada. Más específicamente, ds_{C2} se sitúa donde la derivada de la rigidez espectral media es mínima. La probabilidad de excedencia del estado de daño *moderado*, en este punto se supone que es del 50%. ds_{C3} se sitúa dónde empieza el último tramo de rigidez espectral constante y se le asigna también una probabilidad de excedencia del estado de daño *severo* del 50%. Finalmente, ds_{C4} se asigna al punto final de la curva, es decir se le asigna el desplazamiento de capacidad última Du ; la probabilidad de excedencia del

estado de *Colapso* se supone del 95%, dado que el *pushover adaptativo* sitúa el punto de capacidad última donde se produce un mecanismo de colapso. El criterio de asignación de los puntos críticos ds_{C1} , vale para las curvas individuales de rigidez espectral. ds_{C2} se ha determinado a partir de la rigidez espectral media por el siguiente motivo: las curvas de rigidez espectral individuales presentan tramos de rigidez espectral constante de forma que en la derivada, en general, no se observa un único mínimo, complicando la búsqueda del punto crítico. La curva de rigidez espectral media queda suavizada facilitando su asignación automática. Para determinar los ds_{C2} de las curvas individuales se determina la pérdida de rigidez espectral en la curva media, que se halla dividiendo la rigidez espectral en este punto por la rigidez inicial. En general, para un número significativo de casos analizados, este decaimiento de la pendiente es entre el 40 y el 70 %. En el caso del edificio Omega, aquí analizado, este porcentaje es del 50%. Pues bien, el punto ds_{C2} para los casos individuales se sitúa donde la rigidez espectral ha decaído en este porcentaje. En caso de que coincida en un tramo plano se toma el punto medio del tramo. La Figura 5-33 muestra los histogramas de los puntos críticos ds_{Ci} , junto con los umbrales de los estados de daño determinados mediante las directrices Risk-UE, ds_i . El desfase entre ds_{C1} y ds_1 se debe básicamente en que la probabilidad de excedencia del daño *leve* en ds_{C1} se ha supuesto del 5% para evitar que el daño leve aparezca ya en el tramo lineal del espectro de capacidad. ds_{C1} y ds_{C2} muestran una mayor dispersión que ds_1 y ds_2 . Vale la pena notar que nuestra experiencia en otros edificios muestra que este comportamiento de la dispersión no es una regla general, y puede ser diferente para edificios diferentes

Curvas de fragilidad

Una vez definido los puntos críticos, ds_{Ci} , y la probabilidad de excedencia para cada estado de daño, la hipótesis de distribución binomial permite hallar las probabilidades de excedencia de los otros estados de daño, obteniendo 4 puntos para cada curva de fragilidad. La hipótesis de que las curvas de fragilidad siguen una función lognormal permite determinar los parámetros mediante un ajuste por mínimos cuadrados. La Figura 5-34 muestra las nuevas curvas de fragilidad.

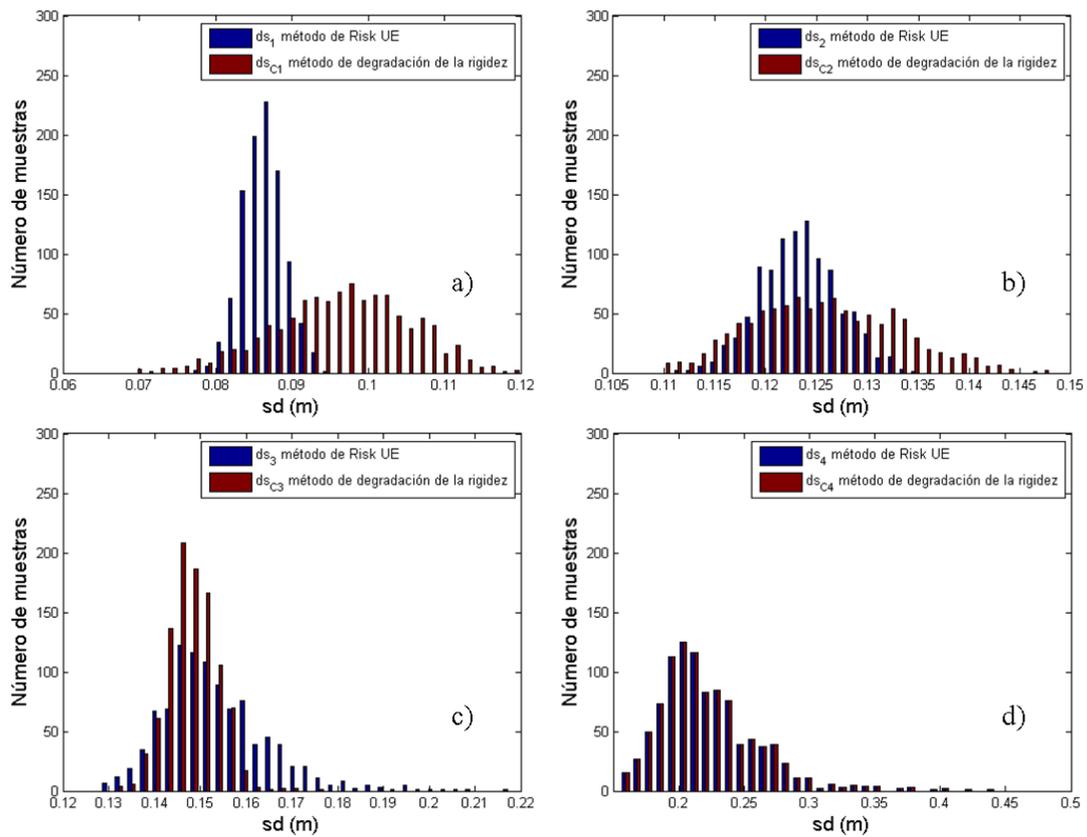


Figura 5-33 Histogramas de frecuencia de los puntos críticos ds_{Ci} y los umbrales ds_i Risk-UE de los estados de daño.

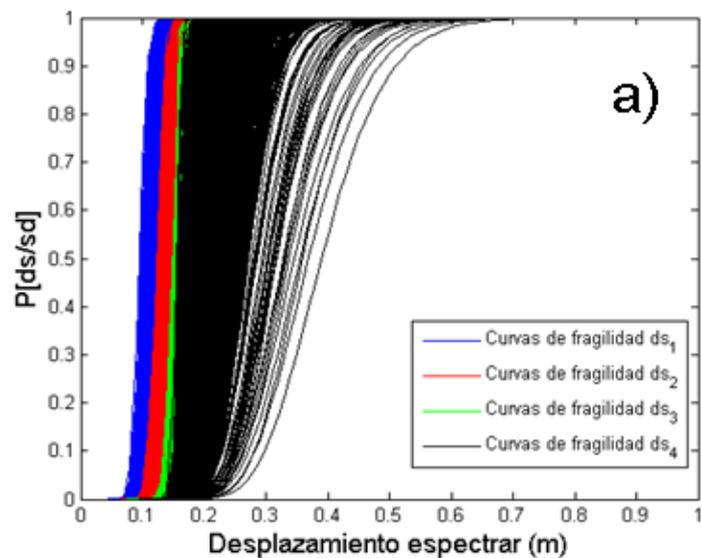


Figura 5-34 Curvas de fragilidad calculadas usando los nuevos puntos críticos.

Nuevo índice de daño Id_{SD}

La Figura 5-35a muestra el índice de daño Id_{SD} , en función del desplazamiento espectral, calculado a partir de las nuevas curvas de fragilidad. La Figura 5-35b muestra el índice de daño Id_{SD} en función del PGA, donde, para cada PGA, se ha obtenido el desplazamiento espectral del punto de capacidad por demanda (*performance point*) usando la aproximación PA-8. En esta figura se muestran las 20000 curvas, la curva mediana y las curvas definidas por los intervalos de confianza del 16% y 84%.

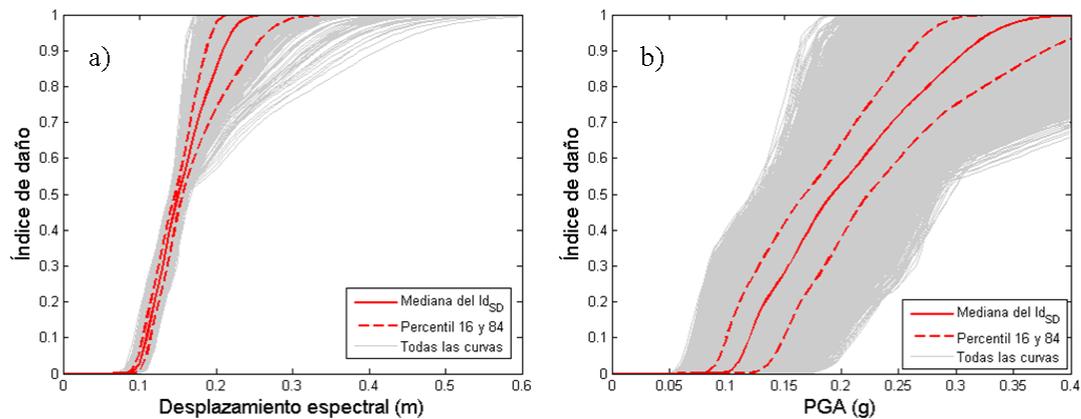


Figura 5-35 a) Índice de daño Id_{SD} en función del desplazamiento espectral y b) Índice de daño Id_{SD} en función del PGA.

Comparación entre los índices Id_D e Id_{SD}

Las curvas del nuevo índice de daño Id_{SD} se comparan aquí con las curvas del índice de *Park y Ang* (1985), Id_D . La Figura 5-36 muestra la comparación en términos de la media y el valor esperado asumiendo que siguen una distribución gaussiana. La Figura 5-36a muestra la curva media y la Figura 5-36b muestra las desviaciones estándar. Se observa un excelente ajuste entre ambas curvas, tanto para los valores medios como para las desviaciones estándar. También podrían hacerse las comparaciones tratando los resultados como no paramétricos. Por simplicidad, se asume que siguen distribuciones gaussianas para hacer las comparaciones. Sin embargo, se planea presentar un anexo en el que se muestran no solo los momentos principales, asumiendo que ellos siguen una distribución gaussiana, sino también los percentiles 16, 50 y 84.

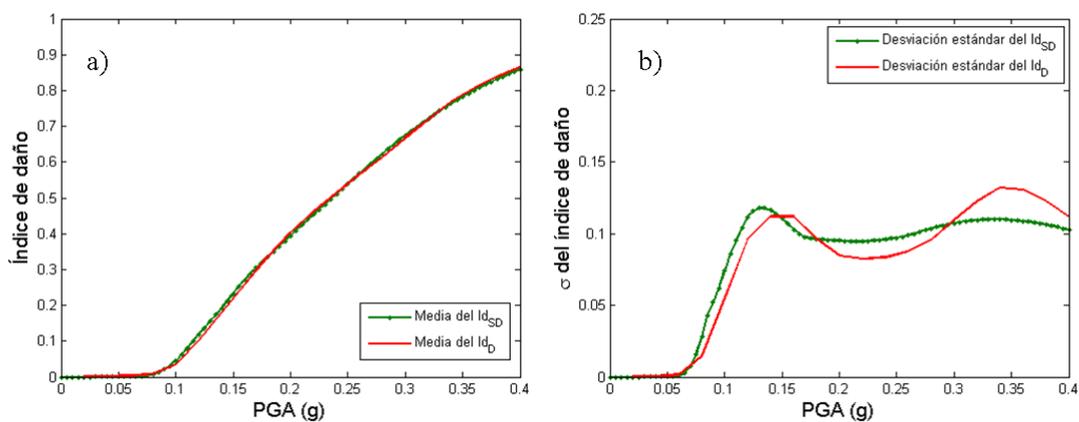


Figura 5-36 a) Comparación de los índices de daño I_{D_D} e $I_{D_{SD}}$ b) Comparación de las desviaciones estándar.

5.7 Aplicación a edificios de hormigón armado con forjados reticulares

En estudios de daño físico y de riesgo sísmicos en grandes conurbaciones, donde el enorme número de edificios hace inviable el cálculo de todos ellos, suelen desarrollarse modelos de unas pocas clases representativas. Por ejemplo el estudio del riesgo sísmico de los edificios de hormigón armado de Barcelona, usando el método basado en el espectro de capacidad se basó en tres edificios representativos de edificios bajos, de altura intermedia y altos. Hay que tener en cuenta que Barcelona, de acuerdo al censo del año 2001, tiene más de 75000 edificios que contienen más de 700000 viviendas unifamiliares. De los 75000 edificios el 27% (más de 20000) son de hormigón armado, mayoritariamente con estructura de columnas y forjados reticulares (Lantada 2007, Lantada et al 2009). Para proporcionar una herramienta para este tipo de estudios, pero desde un enfoque probabilista, el método propuesto en este capítulo, se ha desarrollado para tres edificios representativos de edificios bajos, de altura media y altos. El caso del edificio Omega, que ha servido de ejemplo guía, corresponde a edificios medianos. Los casos de edificios bajos y altos se resumen en este apartado.

Los edificios

La Figura 5-37 muestra el modelo de los tres edificios considerados en este estudio. Como se ha comentado más arriba, el edificio mediano corresponde al edificio Omega usado como caso guía en el desarrollo del método probabilista, por lo tanto, se muestran

aquí los resultados del análisis de los dos edificios representativos de edificios bajos y altos. En la Tabla 5-6 se muestra la geometría de los edificios estudiados.

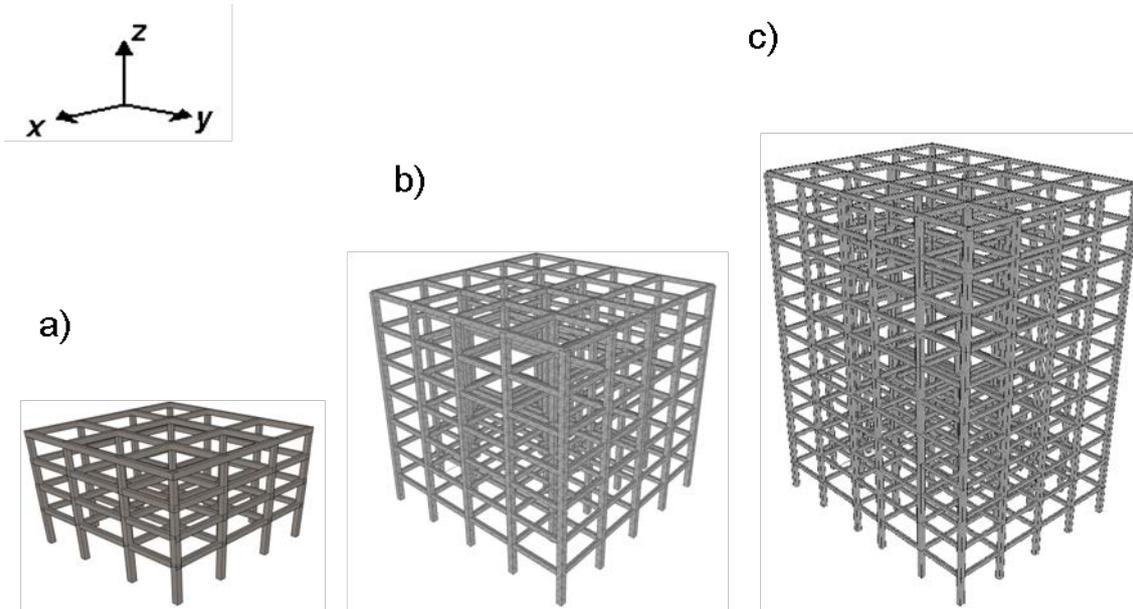


Figura 5-37 Edificios representativos de hormigón armado con forjados reticulares. a) Edificio bajo b) Edificio de altura mediana. c) Edificio alto.

Tabla 5-6 Geometría de los edificios estudiados.

	Número de pisos	Longitud en x	Longitud en y	Altura piso (m)
FRB	4	16	24.35	3
FRM	7	24	24.36	3.15
FRA	11	30	24	3.65

Para las propiedades de los materiales se ha supuesto las mismas características gaussianas que para el edificio Omega (Tabla 5-1). También la acción sísmica se considera en los mismos términos usando los mismos acelerogramas. Dada la regularidad de los edificios, los tres se han modelado en 2D.

Comparación entre los índices I_{D} e I_{SD}

Las figuras a), c) y e) de la Figura 5-38, muestran los índices de daño I_{D} e I_{SD} en función del PGA. Las figuras b), d) y f) de la Figura 5-38 muestran las correspondientes desviaciones estándar. Por completitud y para una más fácil comparación se muestran los índices para los tres edificios. En referencia a los edificios altos, es importante tener en cuenta que la participación de los modos superiores en la respuesta global del sistema empieza a ser significativa. Diversos métodos propuestos en la literatura (Chopra et al.;

2004 Poursha et al. 2009), permiten incluir esta participación en el análisis estático incremental.

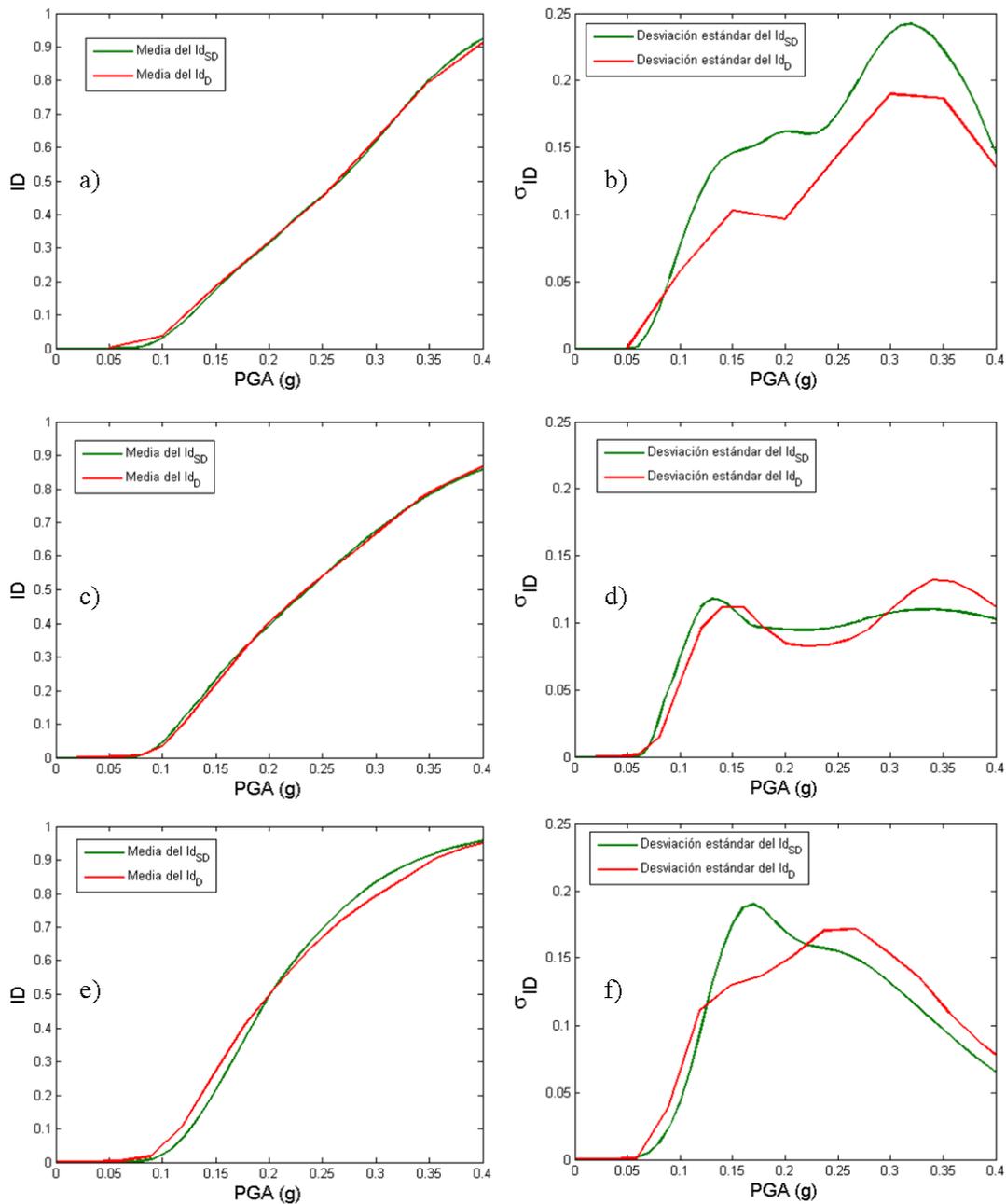


Figura 5-38 Comparación de los índices de daño I_{dD} e I_{dSD} para: a) edificios bajos, c) de altura media y e) altos. Las figuras b), d) y f) a la derecha, muestran las correspondientes desviaciones estándar.

En este trabajo el desplazamiento máximo en el techo para el edificio alto ha sido corregido considerando el enfoque dado por Chopra et al. (2004). Considerando la participación del segundo modo de vibración se han obtenido resultados satisfactorios, pasando de un error del 11% al 2% en términos del desplazamiento máximo en el techo. Se ob-

serva cómo el índice Id_{SD} obtenido a partir de la degradación de rigidez observada en la curva de rigidez espectral, representa bien el índice de Park y Ang, Id_D . Los ajustes entre las correspondientes desviaciones estándar también son razonables.

Aplicación del método simplificado a un edificio de vigas y pilares de hormigón armado

Se presentan y discuten a continuación los resultados para un edificio de geometría similar al bajo analizado en el apartado anterior. En este caso se considera la acción sísmica mediante terremotos cuyos espectros sean compatibles con el espectro EC8 para terremotos tipo 2 (terremotos con $M_S < 5.5$) y el edificio situado en suelo clase A. Las secciones transversales de los elementos estructurales se han calculado de tal manera que el comportamiento sísmico tenga las características de una estructura de vigas y pilares. El ADNL incremental permite obtener el índice, Id_D , y la desviación estándar en función del PGA. El ASNL permite establecer los puntos críticos a partir de la degradación de la rigidez espectral y, junto con la aproximación PA-8, determinar también el nuevo índice Id_{SD} junto con sus desviaciones típicas. La Figura 5-39, muestra los resultados obtenidos que ponen de manifiesto un buen ajuste, también es este caso.

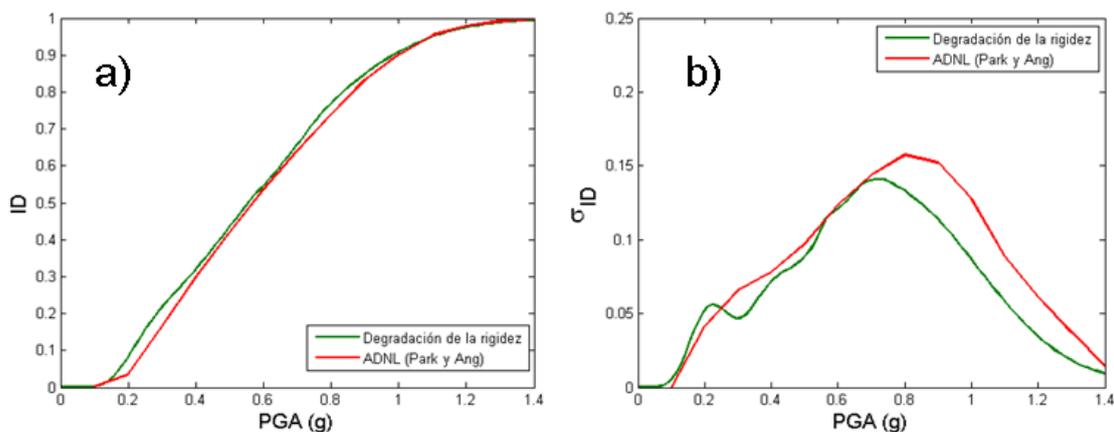


Figura 5-39 a) Índices de daño Id_D e Id_{SD} para edificios bajos situados suelo de clase A y expuestos a terremotos tipo 2. b) Desviaciones estándar correspondientes.

Generalización de la acción sísmica

Hasta aquí en este capítulo, se ha realizado el análisis para acciones sísmicas compatibles con el espectro propuesto en el eurocódigo EC8 para terremotos tipo 1 y para edificios de hormigón armado con forjados reticulares en suelo clase D. Se ha mostrado también que el método simplificado funciona incluso cuando se cambia de tipología

estructural y de tipo de espectro. Para analizar la robustez del índice I_{dSD} , aún más a fondo, se ha realizado el análisis usando acciones sísmicas compatibles con los espectros EC8 para terremotos tipo 1 y tipo 2 y para edificios situados en suelos clase A, B, C, D y E, para lo que se han seleccionado 20 acelerogramas para cada tipo de terremoto y tipo de suelo, resultando así, un total de 200 acelerogramas de terremotos ocurrido en Europa. Los resultados para los tres tipos de edificios y para los 10 tipos de acciones sísmicas se muestran en el Anexo 1.

5.8 Resumen y conclusión

En este capítulo, el ADNL y el ASNL se han realizado bajo un enfoque probabilista. Tanto la acción sísmica como las propiedades de los edificios se han considerado como variables aleatorias. La variabilidad de la acción sísmica se ha considerado seleccionando, de la base de datos europea, acelerogramas compatibles con los espectros previstos en el Eurocódigo EC8. En cuanto al edificio, por simplicidad, sólo se ha considerado la variabilidad de la resistencia del hormigón y del acero, suponiendo que sigue una distribución gaussiana. El análisis probabilista también incorpora la variabilidad espacial de la resistencia del hormigón suponiendo que existe correlación entre la resistencia de las columnas de una misma planta. Una correlación similar se ha supuesto para las vigas. El método de Monte Carlo se ha considerado adecuado para el tratamiento del problema, dada la complejidad y no linealidad de la respuesta estructural. El análisis se ha efectuado para tres edificios de hormigón armado con forjados reticulares representativos de edificios bajos, de altura mediana y altos. Un edificio del Campus Nord de la UPC, el edificio Omega, ha sido el representativo de edificios de mediana altura y se ha usado como ejemplo guía a lo largo del capítulo. Así, se han obtenido y comparado los desplazamientos espectrales esperados mediante el análisis dinámico y estático. En estático se han usado las aproximaciones lineal equivalente (ALE) y de reducción espectral (PA-8). Se confirma que el análisis estático es conservador, aunque el PA-8 consigue mejores resultados comparados con los del análisis dinámico. En cuanto al daño esperado, el índice de Park y Ang se elige para comparar los resultados del análisis estático. La técnica para definir los umbrales de las curvas de fragilidad de los estados de daño tal como fue propuesta en el proyecto Risk-UE se considera que puede sobreestimar el daño *leve* y subestimar el daño *completo*. La observación cuidadosa de las dos primeras deri-

vadas del espectro de capacidad, ha permitido definir una función, aquí llamada *Rigidez Espectral*, como la pendiente del espectro de capacidad. La *Rigidez Espectral* toma valores entre la pendiente de salida del espectro de capacidad y la pendiente en el punto de capacidad última. En base a esta función se han definido cuatro puntos críticos correspondientes a los cuatro estados de daño, a partir de los cuales ha sido posible definir, sólo con análisis estático, un nuevo índice de daño, I_{SD} , que es equivalente al índice de Park y Ang (I_D). Ambos índices se han obtenido para los tres tipos de edificios considerados y para acciones sísmicas compatibles con los espectros del eurocódigo para terremotos tipo 1 y tipo 2 y suelos de clases A, B, C, D y E. En todos estos casos se han obtenido buenos ajustes entre I_{SD} y I_D . Con todo, a pesar del número de cálculos efectuados, sólo se ha ensayado una sola tipología estructural y un número limitado de edificios mediante simulaciones numéricas, lo que nos obliga a ser cautos. Se necesita más trabajo, incluyendo ensayos de laboratorio y observaciones de daño en edificios reales para establecer el dominio de aplicabilidad del índice I_{SD} . Obviamente, el método de Monte Carlo permite una riqueza de análisis difícilmente alcanzable en pruebas de laboratorio a escala 1:1. Por ello también es conveniente analizar otras tipologías estructurales para comprobar la generalidad de los resultados aquí obtenidos. Además, dada la incertidumbre significativa de las variables que intervienen en el análisis del daño sísmico y la no linealidad del problema se concluye en la necesidad y la importancia del enfoque probabilista ya que permite estimar no solo los valores medios sino también cualquier intervalo de confianza que se requiera. Incluso el uso de valores característicos en el diseño estructural puede ser falaz, ya que para determinadas acciones sísmicas puede llevar a resultados excesivamente conservadores, pero lo que es más grave, para determinadas acciones sísmicas puede incluso infravalorar el daño esperado.

6. EFECTOS DE LA DIRECCIONALIDAD DEL TERREMOTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS

6.1 Introducción

El movimiento del suelo producido por un terremoto es complejo, particularmente para movimientos sísmicos fuertes, cercanos a la fuente sísmica. De particular interés en ingeniería sísmica es la aceleración. La aceleración suele ser registrada en tres componentes ortogonales, normalmente en las direcciones Norte-Sur, Este-Oeste y vertical. En determinadas obras civiles, como por ejemplo en puentes y presas, suele preferirse registrar las componentes longitudinal y transversal. Obviamente, estas componentes dependerán de la orientación geográfica de la infraestructura. Así, también los acelerogramas dependerán de la posición y orientación del aparato de medición respecto a un sistema de referencia dado. En cualquier caso, las tres componentes ortogonales definen totalmente el movimiento de traslación del punto donde se halla el acelerómetro; no así el de giro, cuya medición requiere de aparatos específicos de registro y es objeto de la sismología rotacional. Por otra parte, la aceleración predominante que va a sufrir un edificio dependerá también de su orientación. Así, por ejemplo, si la dirección débil es la N-S, la componente E-W va a tener poco efecto sobre el edificio. Es bien conocido también que la componente vertical, además de ser menor en intensidad, tiene poca influencia sobre la respuesta estructural. Por tanto, si se quiere calcular la respuesta de un edificio ante las aceleraciones producidas por un terremoto, usando como entrada un registro disponible de la zona, hay dos alternativas: la primera consiste en girar el modelo estructural, de tal manera que sus ejes ortogonales coincidan con los del aparato de medición. La segunda consiste en rotar los registros horizontales de manera que coincida con los ejes del edificio. En el capítulo 2 se ha analizado con detalle la estimación de los acelerogramas en una dirección arbitraria, θ , y la dirección ortogonal a partir de los dos componentes horizontales. Llamaremos direccionalidad, al efecto que puede causar su orientación sobre la respuesta sísmica de un edificio. Este capítulo se dedica al análisis de la direccionalidad, con especial énfasis en la evaluación del daño sísmico esperado en las estructuras irregulares.

6.1.1 Enfoque probabilista

El problema de la direccionalidad puede ser abordado desde un punto de vista probabilista, considerando el ángulo θ como una variable aleatoria. Para una tipología constructiva dada, la función de densidad de probabilidad depende de la orientación que tienen los edificios respecto a un sistema de referencia. En el caso general, se puede decir que θ sigue una distribución uniforme en el intervalo $(0^\circ, 360^\circ)$. En el caso de estructuras regulares, que pueden modelarse en 2D, este intervalo puede reducirse a $(0^\circ, 180^\circ)$. Además, en casos concretos, dependiendo de las características urbanísticas y geográficas de una ciudad, o zona de estudio, podrían hacerse hipótesis que permitan limitar más el dominio de la distribución de probabilidad de θ . Un ejemplo típico es el *Eixample* de la ciudad de Barcelona. La orientación de la ciudad entre el frente de mar y la sierra de *Collserola* y la cuadrícula del Plan Cerdà, permitirían que la función de densidad de probabilidad de θ para sus edificios fuera estrecha.



Figura 6-1 Ciudad de Barcelona y sección del barrio de *l'Eixample*. Se observa una alineación de los edificios. (Fuente: Google Earth).

En el capítulo anterior, se consideró la incertidumbre de la acción sísmica, considerando la variabilidad de las ordenadas espectrales de los acelerogramas suponiendo que su valor medio era compatible con un espectro de respuesta dado, que se elige de acuerdo a la zona sísmica y suelo donde se halla el edificio objeto de estudio. La direccionalidad también afecta a la incertidumbre de la acción sísmica, pero de forma distinta. Dadas las

dos componentes horizontales de aceleración, de forma determinista, el daño esperado depende de la orientación del edificio, dado que las componentes rotadas, de acuerdo a los ejes principales de la estructura, x e y , son distintas para ángulos distintos.

6.1.2 El modelo estructural

Un aspecto importante cuando se analiza el efecto de la direccionalidad sobre el cálculo del daño sísmico de edificios es el modelo estructural. Los edificios analizados hasta aquí, por su grado de simetría, pueden ser representados mediante modelos 2D. Dicha representación ha permitido usar el PA como herramienta de evaluación de la fragilidad y daño de la estructura. Sin embargo, dependiendo de la asimetría de la estructura, no es posible representarla mediante un pórtico virtual. Diversas metodologías con base en el PA permiten considerar los efectos de las asimetrías en planta (Chopra y Goel 2004; Bento et al. 2010; Bhatt y Bento 2011), en elevación (Chopra et al. 2004) o en ambas (Kreslin y Fajfar 2012; Reyes y Chopra 2010; Reyes y Chopra 2012; Fujii 2011) entre otros autores. Pero existen edificios cuya irregularidad y asimetría es muy pronunciada, en los que, para calcular adecuadamente su respuesta sísmica, es imprescindible usar modelos 3D y cálculo dinámico no lineal.

6.1.3 Casos de estudio

El estudio de direccionalidad se aprovecha para enriquecer el análisis probabilista de daño. Concretamente el análisis de daño se extiende a estructuras irregulares, para las que los modelos 2D no son adecuados, y se estudian dos casos de particular interés. El primero por tratarse de un edificio de importancia especial situado en una zona de peligrosidad moderada y el segundo por tratarse de un edificio dañado por el terremoto de Lorca del 2011.

El Hospital de Vielha

El primer edificio considerado es el Hospital de Vielha. Vielha es la capital de la comarca del Valle de Arán, de la provincia de Lérida (Cataluña). El proyecto SisPyr (2008) (Système d'Information Sismique des Pyrénées) ha tenido entre sus objetivos la puesta en marcha de un sistema común de adquisición de datos sobre los terremotos y una mejor adecuación de los medios científicos para la preparación de la ges-

ción de una posible crisis sísmica en esta zona de los Pirineos. Dentro de estos objetivos se articula la evaluación del riesgo sísmico de estructuras de importancia especial de la zona que, como es sabido, tienen que permanecer operativas en caso de emergencia. Una de estas estructuras es la del hospital de Vielha, cuya importancia especial para la ciudad y para la provincia de Lérida hace necesario evaluar su riesgo sísmico mediante un estudio detallado de su comportamiento. Conviene pues evaluar el daño sísmico esperado de la manera más precisa posible, evitando técnicas y métodos simplificados ya que este edificio es de importancia especial y está situado cerca de los Pirineos, donde la peligrosidad sísmica es significativa. De acuerdo con el planteamiento de esta tesis, también se ha considerado adecuado efectuar el análisis de forma probabilista. Así se evalúa el daño esperado, para un escenario sísmico definido por una probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años es decir, con un período de retorno de 475 años. Como el daño se cuantifica mediante el índice de Park y Ang (1985) se requieren acelerogramas para el análisis dinámico, que en este caso se efectúa sólo para el PGA correspondiente al escenario escogido. El espectro de respuesta para la acción con un periodo de retorno de 475 años proviene de un estudio reciente sobre la peligrosidad sísmica de Cataluña realizado por el IGC y se dispone del espectro de respuesta 5% amortiguada en roca y en suelo. En base a este estudio se seleccionaron también 6 acelerogramas correspondientes a sismos de características de magnitud y distancia similares a las esperables en el lugar del Hospital y que representan también el espectro de respuesta. Los acelerogramas en suelo se obtuvieron a partir de los acelerogramas en roca teniendo en cuenta los estudios de microzonificación sísmica de los suelos de la ciudad de Vielha. Dado que en un principio se suponía suficiente un análisis 2D, se dispone de una sola componente horizontal de estos 12 (6+6) acelerogramas. Por otra parte la dispersión de los espectros de respuesta es alta. En base a la propuesta de selección de acelerogramas compatibles de esta tesis y detallada en el capítulo 2, se seleccionó otro paquete de 6 acelerogramas compatibles con el espectro de respuesta en roca, pero con menor dispersión y con las dos componentes horizontales. Así el cálculo del daño se efectúa de forma independiente para dos conjuntos de acelerogramas que definen el escenario de forma probabilista lo que va a permitir enriquecer los análisis de direccionalidad. Si llamamos grupo S y grupo I a estos dos conjuntos de acelerogramas respectivamente, las características de los análisis dinámicos son como sigue. Grupo S: i) se suponen iguales

las dos componentes horizontales; ii) el estudio se realiza suponiendo que el hospital se halla en roca y en suelo de características similares a los del emplazamiento del hospital. Grupo I: i) se usan las dos componentes horizontales registradas; ii) el análisis se efectúa sólo para emplazamiento en roca. En ambos casos se consideran las incertidumbres de los materiales en los términos definidos en el capítulo anterior pero, además se considera la dirección del edificio como una variable aleatoria. Veremos cómo la influencia de la direccionalidad no es despreciable y cómo el nuevo método de selección de acelerogramas compatibles permite reducir de forma significativa la dispersión e incertidumbre de los resultados.

El Barrio de San Fernando en Lorca

El segundo caso de estudio corresponde a un conjunto residencial de edificios del Barrio de San Fernando que fue severamente dañado por el terremoto de Lorca. En este caso se dispone de las dos componentes horizontales de un acelerograma registrado en la ciudad. Este acelerograma se usa en el análisis dinámico por lo que la acción sísmica en este caso se considera cierta, es decir, se considera de forma determinista. La incertidumbre en los parámetros resistentes de los materiales se considera en los términos definidos en el capítulo anterior. La dirección del edificio se considera también como variable aleatoria. Una ventaja adicional de este caso de estudio es que se dispone de observaciones del daño y de informes detallados sobre el estado de los edificios después del terremoto. En consecuencia, la consideración determinista de la acción sísmica y probabilista de las propiedades de los materiales y de la direccionalidad, permitirá contrastar los resultados obtenidos con el daño observado. Este caso de estudio se considera de gran importancia en esta tesis. En efecto, veremos cómo los valores esperados del índice de daño de Park y Ang (1985) representan adecuadamente los daños observados. Así, en cierta manera y a pesar de tratarse de un único caso, los resultados constituyen una validación del ADNL probabilista orientado a la estimación del daño, dotando de un mayor valor y fiabilidad a los principales resultados de esta tesis, en referencia a la evaluación probabilista de daños y que se resumen en el Anexo A.

6.2 Modelización 3D. Aspectos generales.

Antes de proceder al análisis de los dos casos de estudio usando modelos 3D, conviene discutir algunos aspectos generales que difieren del modelizado en 2D. El factor principal es la definición de las superficies de plastificación, es decir, la combinación de tensiones que hace que un elemento estructural deje de comportarse elásticamente. En el caso de las vigas debe considerarse la interacción entre los momentos flectores. Para ello se define una superficie de interacción entre los momentos de plastificación en los ejes principales de la sección, en este caso y y z :

$$\left(\frac{M_y^*}{MY_y}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z^*}{MY_z}\right)^\alpha = 1 \quad 6-1$$

donde M_y^* y M_z^* son los momentos en los ejes principales de la sección y MY_y y MY_z son los momentos de plastificación de la sección transversal en los ejes y y z , respectivamente. La variable α define la forma de la superficie: si $\alpha = 2$, la superficie es elíptica; si $\alpha = 0$, la superficie es rectangular. Un valor habitual para α es 2. La Figura 6-2 muestra esta superficie de interacción.

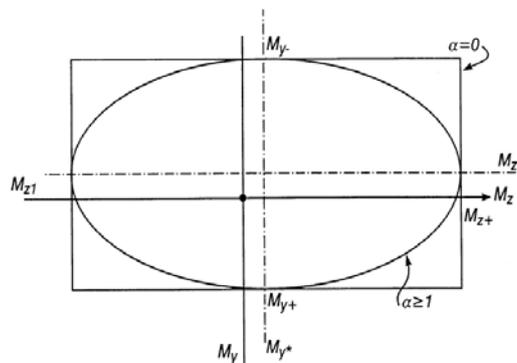


Figura 6-2 Diagrama de interacción de los momentos flectores en ejes principales para una viga.

En el caso de las columnas hay que considerar la interacción entre los momentos flectores en ambas direcciones de la sección transversal y, además, con el esfuerzo axial. La superficie de interacción de Mirza et al (1989) se define mediante la ecuación:

$$\left(\frac{P - Pb}{Py - Pb}\right)^\beta \left(\frac{My}{Mb_y}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz}{Mb_z}\right)^\alpha = 1 \quad 6-2$$

donde P es la fuerza normal actuante sobre la columna, P_b es el punto de cuantía balanceada y P_y es el límite elástico de la carga axial. Cabe destacar que P_y vale P_c cuando $P > P_b$ y P_y vale P_t cuando $P < P_b$. P_c y P_t son los límites de fluencia a compresión y a tracción, respectivamente. M_b_y y M_b_z son los momentos correspondientes a la cuantía balanceada, respectivamente. Los valores para α y β recomendados por Hsu (1988) para columnas rectangulares son 1.5 y 1, respectivamente. Otros autores proponen diferentes valores para α y β (Bresler 1960; Furlong et. al 2004) de acuerdo a los valores encontrados en sus investigaciones. En este trabajo se ha considerado adecuado usar el valor de 2 para ambas variables tal como se recomienda en los manuales de RUAU-MOKO. La Figura 6-3 muestra el volumen definido por la ecuación 6-2.

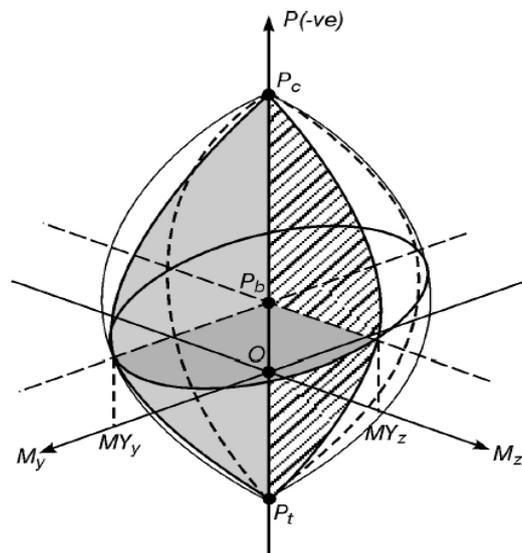


Figura 6-3 Diagrama de interacción propuesto por Mirza et al para el hormigón armado considerando la interacción de los momentos en los ejes principales con la carga axial.

Por tanto, en los dos casos de estudio que se analizan en este capítulo, se consideran las superficies de interacción tal y como se ha mostrado hasta aquí. La ley de histéresis que siguen los elementos estructurales es la de Takeda modificada (Otani 1974). La matriz de masa se construye a partir de la representación diagonal, mostrada en el apartado 4.2.1. Para el amortiguamiento se considera el modelo de Rayleigh descrito en el apartado 4.2.2. La variabilidad espacial se considera de la misma manera que en el caso bidimensional.

6.3 Caso 1: Hospital de Vielha

El estudio del Hospital de Vielha, se ha basado en dos conjuntos de acelerogramas definidos en la introducción como grupo S y grupo I. Así, los subapartados dedicados a la acción sísmica y al análisis dinámico se estructuran de acuerdo a estos dos grupos de acelerogramas. Recordemos que se trata del análisis de un escenario sísmico definido por el espectro de respuesta con un periodo de retorno de 475 años.

6.3.1 El edificio

El modelo estructural del hospital de Vielha, adecuado para la evaluación de su comportamiento ante cargas horizontales ha sido establecido partiendo de los planos arquitectónicos y estructurales del edificio. En la Figura 6-4 se muestra el plano arquitectónico de la planta baja en el que puede verse claramente el alto grado de asimetría de la estructura. Las configuraciones de las plantas superiores son distintas y la estructura tiene también irregularidades en elevación. Es un caso típico en el que, debido a la asimetría de la estructura, el uso de los métodos simplificados como el método del espectro de capacidad no capta bien la respuesta de la estructura sometida a cargas sísmicas. Por ello el edificio se ha modelizado en 3D. La Figura 6-5 muestra el modelo estructural.

6.3.2 La acción sísmica

La peligrosidad sísmica de Cataluña ha sido revisada recientemente por el Instituto Geológico de Cataluña (Goula, comunicación personal). En base a estos estudios se dispone de espectros de respuesta uniforme 5% amortiguada para un periodo de retorno de 475 años para la ciudad de Vielha para emplazamientos en afloramiento rocoso (Roca) y en suelo. Este ha sido el escenario del análisis. Ambos espectros constituyen los espectros objetivos para los acelerogramas a usar en los análisis dinámicos. Se describen a continuación los dos grupos, grupo S y grupo I, de acelerogramas seleccionados.

Grupo S

En el marco del proyecto europeo *Network of Research Infrastructures for European Seismology* (NERIES 2006) se recopiló una extensa base de datos de acelerogramas. El primer paso para seleccionar acciones sísmicas consiste en buscar terremotos con mag-

nitudes entre 5 y 6 y distancias epicentrales menores de 30 km. Según un estudio estadístico realizado por Gassol (2011), estas características de sismicidad son las típicas de la ciudad de Vielha.

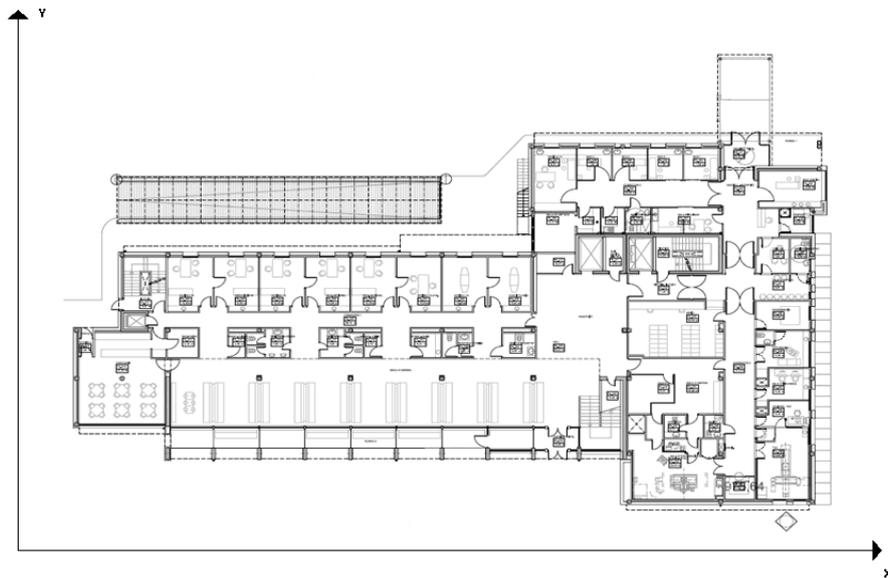


Figura 6-4 Vista en planta de la planta baja del hospital Vielha.

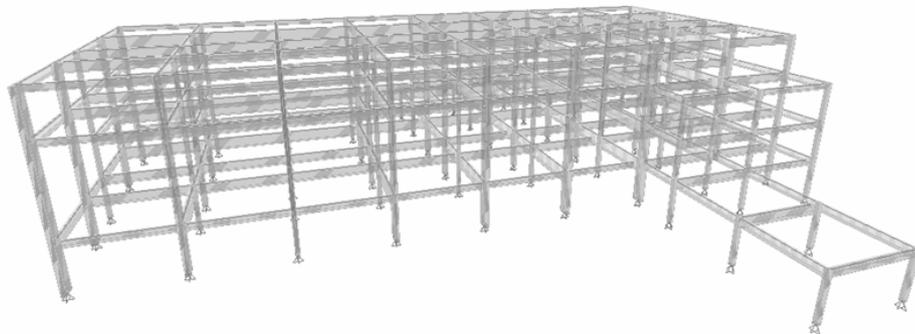


Figura 6-5 Modelo estructural en 3D del hospital de Vielha.

Entre los terremotos seleccionados, se realizó una selección más estricta de los registros, de forma que los valores medios espectrales y de PGA fueran compatibles con los del espectro con un periodo de retorno de 475 años propuesto para Vielha. De esta forma, el espectro medio de los registros utilizados para roca es compatible con el escenario elegido. Vale la pena observar que el objetivo inicial de esa selección era obtener estimaciones del daño medio esperado usando modelos estructurales 2D. En consecuencia no se tenía en cuenta en la selección de acelerogramas, ni las dos componentes, ni la dispersión. La Figura 6-6a muestra el espectro objetivo y los espectros de los acelerogra-

mas escogidos. Para obtener los acelerogramas en suelo, se utilizaron los acelerogramas en roca como entrada del programa SHAKE (Schnabel 1972), en el que se entró también la estructura geológica entre el basamento rocoso y la superficie. La Figura 6-6b muestra los espectros de los acelerogramas obtenidos junto con su valor medio.

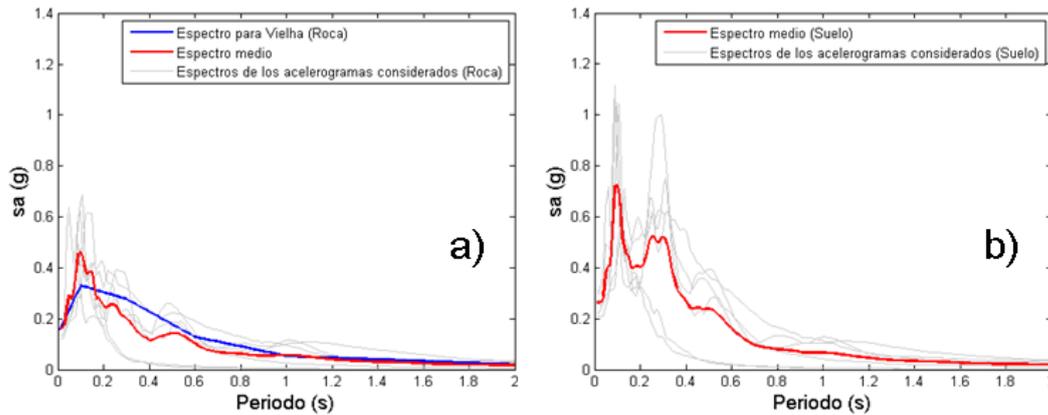


Figura 6-6 Espectros de respuesta en roca y suelo correspondientes a los acelerogramas utilizados para caracterizar la amenaza sísmica en Vielha para un periodo de 475 años.

Grupo I

Aunque el uso de un mismo acelerograma en direcciones ortogonales permite ilustrar y entender mejor el sentido físico de la direccionalidad, es obvio que esta situación no refleja la realidad. Teniendo en cuenta que ahora ya sabemos que los edificios a analizar deben ser modelizados en 3D y que nos interesan no sólo los valores medios sino también los intervalos de confianza, por coherencia con el método probabilista propuesto en esta tesis, se ha seguido el mismo proceso que en el capítulo anterior para extraer de la base de datos europea (Ambraseys, 2004) 6 acelerogramas que optimicen su compatibilidad con el espectro de respuesta. En este caso, con todo, se usa la media geométrica de las dos componentes horizontales para efectuar la comparación con el espectro objetivo (véase el apartado 2.2.2) y se mantienen las condiciones de magnitud ($5 < M < 6$) y de distancia epicentral ($d < 30$ km). Sólo se ha efectuado el estudio para el espectro en roca. Este análisis se ha juzgado suficiente para los objetivos de este trabajo por lo que no se ha considerado necesario repetir los cálculos para el espectro en suelo. La Figura 6-7 muestra los espectros de respuesta de las medias geométricas de los registros seleccionados junto con el espectro medio y el espectro objetivo.

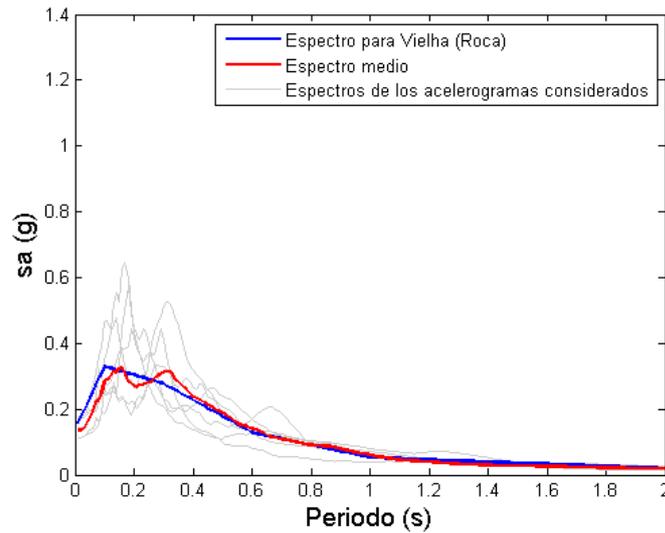


Figura 6-7 Espectros de los acelerogramas seleccionados a partir del criterio de la media geométrica.

6.3.3 Análisis dinámico

El daño esperado se cuantifica mediante el índice de daño de Park y Ang que se calcula a partir del ADNL. Dada la importante asimetría de la estructura (Figura 6-4) se ha considerado adecuado y pertinente el modelizado 3D y el análisis de direccionalidad. El análisis se efectúa primero para los acelerogramas del Grupo S y después para los del Grupo I.

Acelerogramas del Grupo S

Se dispone de 6 acelerogramas de una sola componente. Como el ADNL 3D requiere de dos componentes se supone que los acelerogramas en las dos direcciones horizontales son iguales. Para entender mejor la direccionalidad, se analiza primero desde un enfoque determinista y después se generaliza el enfoque probabilista.

Análisis preliminar de direccionalidad

La matriz de giro que relaciona las componentes de un vector en un sistema de referencia girado un ángulo θ con respecto a otro permite escribir:

$$\ddot{u}_{x(\theta)}(t) = \cos(\theta)\ddot{u}_x(t) + \text{sen}(\theta)\ddot{u}_y(t) \quad 6-3$$

donde $\ddot{u}_{x(\theta)}(t)$ es la componente x de la aceleración en el sistema girado y $\ddot{u}_x(t)$ y $\ddot{u}_y(t)$ son las componentes x e y en el sistema no girado. Derivando la ecuación 6-3 respecto a θ se tiene que:

$$\frac{\partial \ddot{u}_{x(\theta)}(t)}{\partial \theta} = -\text{sen}(\theta)\ddot{u}_x(t) + \text{cos}(\theta)\ddot{u}_y(t) \quad 6-4$$

La derivada parcial segunda queda:

$$\frac{\partial^2 \ddot{u}_{x(\theta)}(t)}{\partial \theta^2} = -\text{cos}(\theta)\ddot{u}_x(t) - \text{sen}(\theta)\ddot{u}_y(t) \quad 6-5$$

Para un determinado instante t_i , los ángulos θ para los que se dan los extremos de la función $\ddot{u}_{x(\theta)}(t_i)$ deben cumplir que la primera derivada sea nula; la segunda derivada positiva indica que se da un mínimo y negativa un máximo. Igualando a cero la ecuación 6-4 y organizando términos se obtiene la condición:

$$\tan(\theta) = \frac{\ddot{u}_y(t_i)}{\ddot{u}_x(t_i)} \quad 6-6$$

Cuando se usa el mismo registro para ambas componentes, se tiene que $\ddot{u}_x(t_i) = \ddot{u}_y(t_i)$ y, por tanto, $\tan(\theta) = 1$ indicando que los valores extremos se obtienen para ángulos $\theta = 45^\circ \pm 180^\circ k$. Haciendo $\theta = 45^\circ$ en la ecuación 6-5 y teniendo en cuenta que $\ddot{u}_x(t_i) = \ddot{u}_y(t_i) = \ddot{u}(t_i)$, se tiene que la segunda derivada vale $-\sqrt{2}\ddot{u}(t_i)$ indicando que se obtienen máximos para valores positivos de la aceleración y mínimos en caso contrario. Como en el caso de los espectros de respuesta en general, y del PGA en particular, se usan los valores absolutos, basta considerar valores positivos de $\ddot{u}(t_i)$ indicando que el PGA será máximo para un ángulo de giro de 45° . Lo mismo puede decirse para ángulos de 225° . Obsérvese también, en la ecuación 6-3, que para $\theta = 135^\circ$, $\ddot{u}_{x(\theta)}(t_i) = 0$. El mismo desarrollo puede aplicarse a la componente y del sistema girado, teniendo en cuenta que la ecuación análoga a la ecuación 6-3 es:

$$\ddot{u}_{y(\theta)}(t) = -\text{sen}(\theta)\ddot{u}_x(t) + \text{cos}(\theta)\ddot{u}_y(t) \quad 6-7$$

Ahora la condición de extremo se alcanza para $\tan(\theta) = -1$; es decir para ángulos $\theta = -45^\circ \pm 180^\circ k$. Así, $\ddot{u}_{y(\theta)}(t_i) = 0$ toma valores máximos para ángulos θ de 135° y 315° . Además $\ddot{u}_{x(\theta)}(t_i) = 0$ para $\theta = 45^\circ$. Obsérvese también cómo, en el caso de PGA, el valor del máximo es $\sqrt{2}PGA$. La Figura 6-8, muestra cómo varía el PGA de las componentes giradas en función del ángulo de giro θ para uno de los acelerogramas considerados. Sólo se muestra el intervalo entre 0° y 180° debido a la periodicidad de 180 grados de las funciones $\ddot{u}_{x(\theta)}(t_i)$ y $\ddot{u}_{y(\theta)}(t_i)$. Se observan claramente los puntos típicos descritos más arriba correspondientes a los ángulos de 0° , 45° , 135° y 180° .

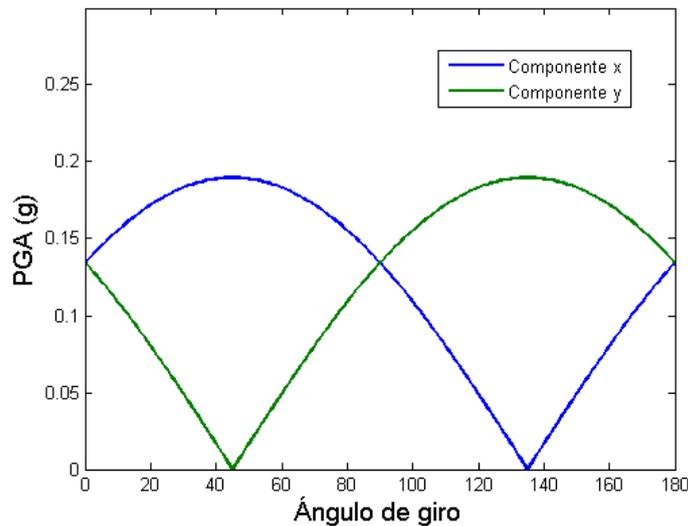


Figura 6-8 PGA de los acelerogramas rotados en función del ángulo θ .

Si se observa la vista en planta del hospital de Vielha de la Figura 6-4, se espera que el edificio sea más vulnerable en la dirección y. Por tanto, a partir de la Figura 6-8, se espera que, usando un mismo registro para ambas componentes, los daños mínimo y máximo ocurran respectivamente para los ángulos de giro $\theta = 45^\circ$ y $\theta = 135^\circ$.

Índice de daño de Park y Ang

El análisis preliminar de direccionalidad ha permitido tener una idea clara del ángulo crítico para el que una acción sísmica va a producir el daño máximo. Con todo, como paso previo al estudio de la acción sísmica del Grupo I de acelerogramas se ha considerado interesante efectuar el análisis dinámico y cálculo del índice de Park y Ang para los seis acelerogramas disponibles y para el edificio situado en roca y en suelo. Los pa-

rámetros resistentes del edificio se consideran deterministas. Así, para cada acelerograma se suponen que las dos componentes horizontales son iguales y se procede a girar el ángulo θ , con incrementos de 1° , entre 0 y 180° , procediéndose al ADNL y obteniendo el índice de daño de Park y Ang (1985). La Figura 6-9a muestra el índice de daño obtenido para los seis acelerogramas y el valor medio para el edificio situado en roca. La Figura 6-9b muestra el caso del edificio situado en suelo.

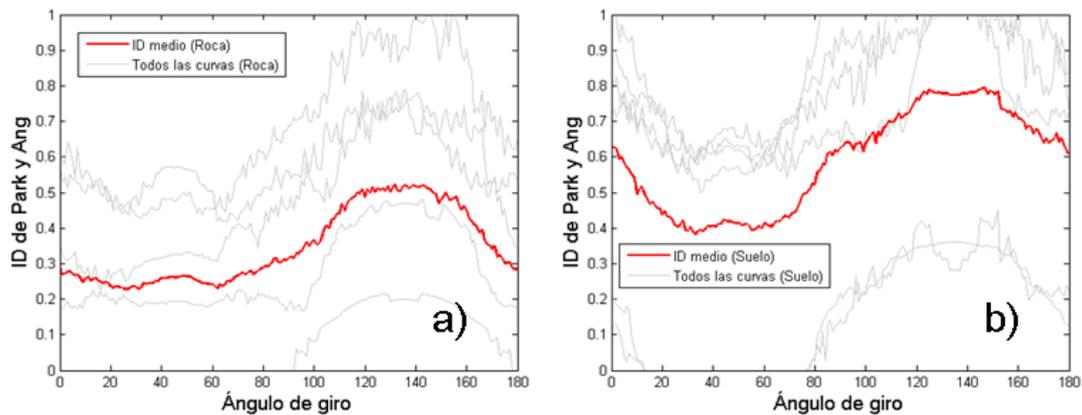


Figura 6-9 Índice de daño en función del ángulo de giro a partir de los acelerogramas dados por el IGC.

Se observa con claridad, la tendencia del daño con un mínimo alrededor de los 45° y un máximo alrededor de los 135° , tal como se ha apuntado más arriba; concluyéndose que para el escenario de periodo de retorno de 475 años, el hospital de Vielha sufriría daños considerables con valores típicos del índice de daño de Park y Ang entre 0.25 y 0.5 para emplazamiento en roca y entre 0.4 y 0.8 para emplazamiento en suelo. Estas diferencias entre los índices de daño para cada tipo de suelo son atribuibles a efectos de direccionalidad, confirmándose la importancia de este efecto. No entramos en la discusión de las incertidumbres dado que el objetivo de la selección de los acelerogramas del Grupo S ha sido sólo la obtención de valores medios compatibles con el espectro de respuesta con un periodo de retorno de 475 años.

Acelerogramas del Grupo I

Ahora el propósito es el análisis probabilista considerando aleatoria la acción sísmica y las propiedades resistentes de los materiales, de acuerdo a distribuciones razonables. Para cada acelerograma, ahora con dos componentes horizontales, se generan muestras aleatorias de las propiedades mecánicas de los materiales siguiendo el mismo procedimiento descrito en el capítulo anterior y considerando la variabilidad espacial bajo la

hipótesis de correlación parcial. La Tabla 6-1 muestra los parámetros que definen las variables aleatorias supuestas normales. Los valores medios, μ , se basan en información de los planos estructurales y se ha supuesto un coeficiente de variación del 10% para definir las desviaciones típicas, σ .

Tabla 6-1 Momentos principales de las propiedades resistentes de los materiales.

	μ (kPa)	σ (kPa)
f_c	24000	2400
f_y	500000	50000

Para cada acelerograma se han generado 10 grupos de muestras aleatorias de los parámetros resistentes estructurales y se han girado las dos componentes entre 0 y 180 grados con incrementos de 1°, resultando en un total de 10800 ($6 \times 10 \times 180$) análisis dinámicos. Es decir, para cada ángulo de rotación se han realizado 60 análisis dinámicos no lineales. La Figura 6-10 muestra los índices de daño de Park y Ang obtenidos en función del ángulo de giro.

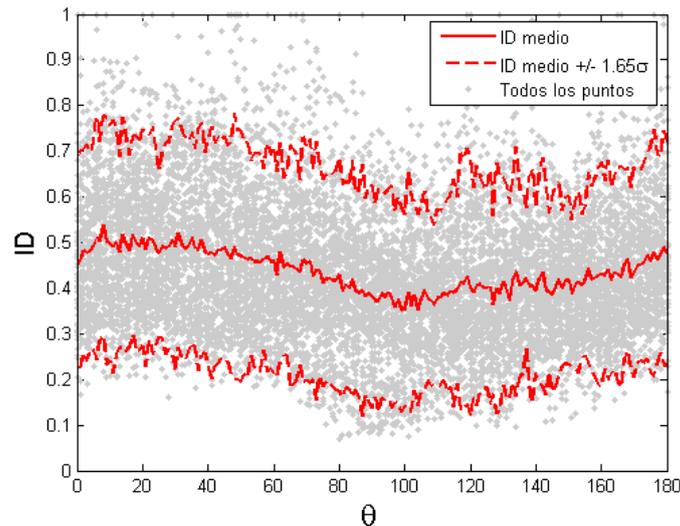


Figura 6-10 Índice de daño de Park y Ang para el hospital de Vielha. En este caso se han usado como acción sísmica registros que cuentan con las dos componentes y se han considerado incertidumbres asociadas a las propiedades mecánicas de los materiales.

Se muestra la curva media y las curvas asociadas a intervalos de confianza del 5% y del 95%, suponiendo que el índice de Park y Ang, para cada ángulo, es una variable gaussiana.

Discusión

El daño esperado para el hospital de Vielha para un periodo de retorno de 475 años es elevado. La Figura 6-11 muestra el histograma del índice de daño de Park y Ang calculado. Su valor medio es de 0.44 y la desviación estándar es 0.15. El valor medio, aunque alejado del valor propio del colapso, 1.0, indica que el edificio ha sufrido daños considerables hasta tal punto que su reparación no es económicamente rentable siendo preferible demoler y reconstruir. Los valores medios se consideran aceptables aunque los resultados muestran una gran dispersión. Esta gran incertidumbre se atribuye al hecho que principalmente los acelerogramas escogidos contienen incertidumbres epistémicas considerables. Un mayor conocimiento de los acelerogramas esperados en la ciudad, incluyendo datos de direccionalidad sin duda contribuiría a disminuir esta incertidumbre.

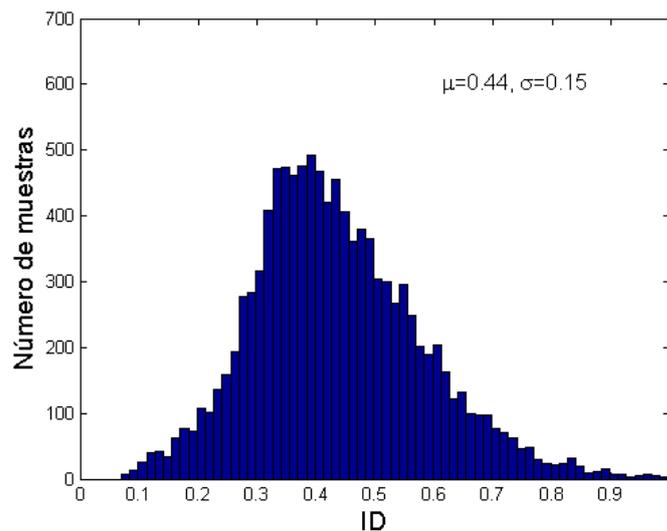


Figura 6-11 Histograma del índice de daño de Park y Ang medido al hospital de Vielha considerando la acción sísmica y las propiedades mecánicas de los materiales como variables aleatorias.

Por otra parte, además de confirmar la influencia de la variabilidad de la acción sísmica y de las propiedades mecánicas de los materiales en la variabilidad de la respuesta estructural y del daño esperado, el objetivo de este análisis probabilista 3D ha sido evaluar también la variabilidad del daño debida a la orientación del edificio con respecto a la acción sísmica. En la Figura 6-11 se observa una variación significativa con valores máximos para ángulos en torno a los 10° - 20° y mínimos en torno a los 100° . Para explicar este resultado, se ha analizado también la variabilidad del PGA para las componen-

tes x e y en función del ángulo de giro. La Figura 6-12a muestra el valor medio de esta variación para la dirección x del edificio. La Figura 6-12b corresponde a la dirección y del edificio, que, como se ha comentado más arriba, es la dirección débil.

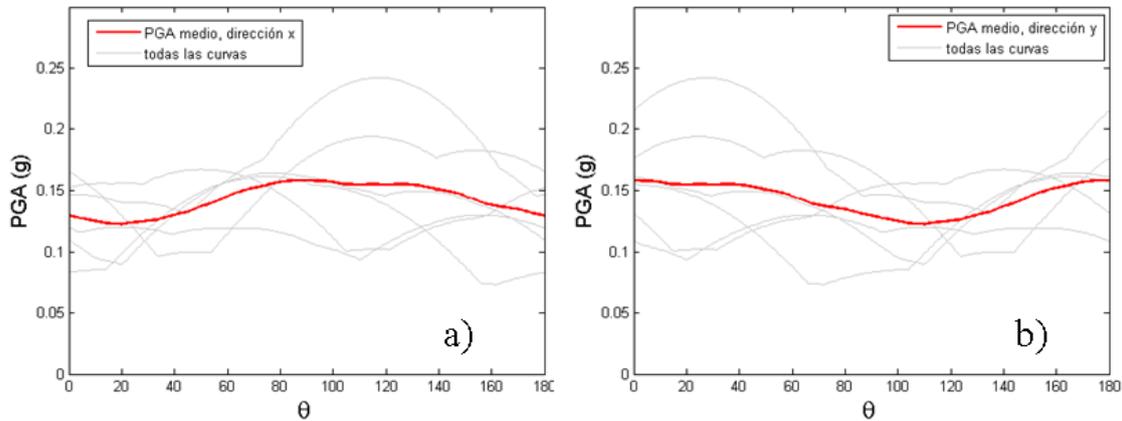


Figura 6-12 PGA de las componentes rotadas de los registros seleccionados para evaluar el riesgo sísmico del hospital de Vielha.

El patrón de variación del PGA en la dirección y coincide con el patrón de variación del índice de daño, concluyéndose que, la variabilidad del daño debida a la orientación del edificio depende fuertemente de la direccionalidad de la acción sísmica siendo distinta para diferentes conjuntos de acelerogramas. Así se concluye que, particularmente para estudios de daño de edificios de especial importancia o singulares, es relevante disponer de información fiable, no solo de los niveles de aceleración pico y de los espectros de respuesta, sino también de la direccionalidad de los movimientos fuertes, que está relacionada con la posición relativa del lugar donde está el edificio respecto a las zonas sismogénicas de donde provienen las ondas sísmicas causantes, es decir, ya para un terremoto específico, depende del azimut entre el edificio y el epicentro y de las características de la polarización de las ondas responsables del movimiento fuerte. Para ello sería conveniente disponer de acelerogramas registrados in situ, clasificarlos en función del azimut del epicentro y realizar una estima de la direccionalidad del movimiento fuerte a partir de análisis del movimiento de partícula. Si esta información se desconoce, la direccionalidad puede considerarse como una variable aleatoria, pero su significado es pobre y puede no representar la realidad de la zona. Por el contrario, si la direccionalidad de la acción es conocida, entonces es importante tener en cuenta que el daño esperado en los edificios evaluados depende fuertemente de su orientación. Esta conclusión se verá corroborada con el caso de estudio de un edificio dañado por el terremoto de

Lorca y que veremos a continuación. Finalmente, vale la pena notar que la media de la variación del PGA en función del ángulo de giro de la media geométrica de las componentes rotadas es más suave (Figura 6-13).

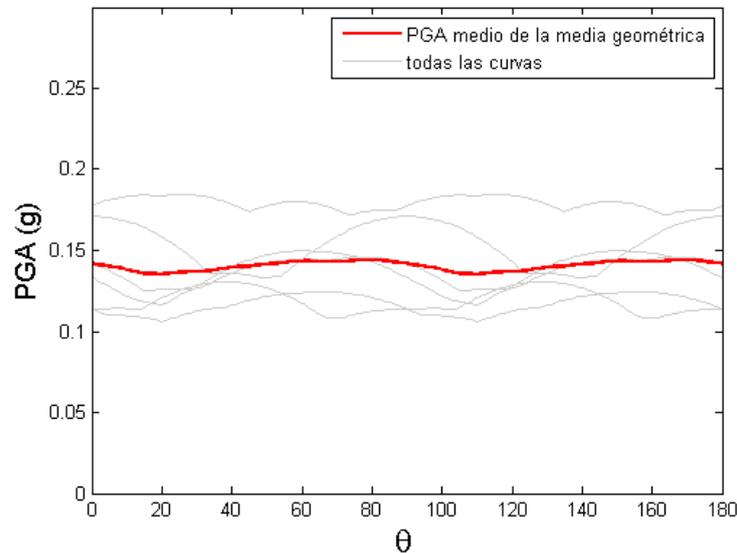


Figura 6-13 PGA de la media geométrica de las componentes de los registros seleccionados para evaluar el riesgo sísmico del hospital de Vielha.

Esto podría esperarse, ya que en el método empleado para la selección de los registros no se consideró la direccionalidad y, en cierto modo, el PGA de la media geométrica es un promedio de los PGA de las dos componentes horizontales, que es más homogéneo debido a la forma en que se han seleccionado los acelerogramas estableciendo la compatibilidad del espectro objetivo con la media geométrica de los acelerogramas.

6.4 Caso 2: El barrio San Fernando

El barrio de San Fernando es una vecindad de la ciudad de Lorca que fue severamente castigada por el terremoto del mes de mayo del 2011. El grupo consta de 15 bloques que albergan 232 viviendas sociales. Los edificios datan del 1979, año en que finalizó su construcción promovida por el extinto Instituto Nacional de la Vivienda. Los edificios son de 5 plantas incluyendo una planta baja diáfana. Las cuatro plantas superiores tienen 4 viviendas por planta con una superficie útil aproximada de 70 m². Más de un año después del terremoto un número importante de edificios seguían desalojados y pendientes de su reparación y de la rehabilitación del barrio. En este barrio, situado sobre suelo

relativamente blando, curiosamente, a pesar de compartir la misma estructura resistente, constituida por columnas y forjados reticulares de hormigón armado, después del terremoto, convivían edificios sin daño junto a edificios severamente dañados. Se ha tenido acceso a un informe detallado de daños observados (IVS 2011). La Figura 6-14 muestra un bloque apuntalado. En esta misma figura se muestran ejemplos de daños en columnas de su planta baja.



Figura 6-14 Edificio ubicado en el barrio San Fernando (Lorca) afectado por el terremoto ocurrido en mayo de 2011.

Veremos aquí, con claridad, cómo los diferentes niveles de daño ocurridos pueden explicarse, además de por las incertidumbres asociadas a la calidad de los materiales, también, y principalmente, a la orientación de los edificios respecto a la dirección del movimiento sísmico, es decir a su azimut. Así, el hecho de haber podido disponer, también de planos detallados de un edificio y de un acelerograma registrado en la ciudad (tres componentes) se ha considerado una excelente oportunidad para analizar en profundidad los efectos de direccionalidad suponiendo que el escenario sísmico está definido de forma totalmente determinista por el acelerograma registrado y considerando incertidumbres sólo en las propiedades resistentes de los materiales.

6.4.1 El edificio

El modelo estructural del edificio se basa en los planos de uno de los edificios que contienen la información completa y necesaria, tanto sobre la geometría como sobre las características mecánicas de los materiales. La Figura 6-15a muestra una foto del plano y la Figura 6-15b una vista en planta del modelo estructural usado. En esta figura se puede observar que el edificio es más débil en la dirección y que en la x .

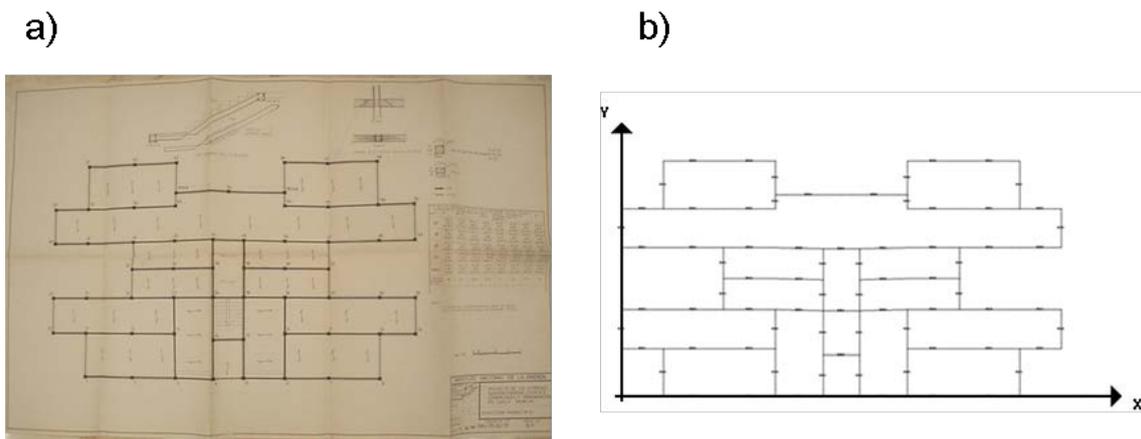


Figura 6-15 a) Planos estructurales del edificio del barrio San Fernando y b) Vista en planta del modelo estructural empleado.

La Figura 6-16 muestra una foto aérea de los edificios en la que se ha marcado cada uno de ellos según el daño que ha sufrido a causa del terremoto. Una cruz Verde indica que el edificio no ha sido dañado, Amarilla que el daño es reparable y Roja que hay inminente riesgo de colapso y, por tanto, que ha sido recomendada su demolición. Es importante destacar que algunos edificios están unidos y forman bloques de agregados de hasta 3 unidades, siendo más comunes, según la imagen, los agregados de 2 unidades. Puede verse que los edificios cuyo eje x (dirección larga del edificio) forma un ángulo aproximado de 20° y de 200° con la dirección Este (usando como referencia la Figura 6-15b) tienen una tendencia a sufrir menos daño. Lo contrario sucede con los edificios ortogonales a estos, cuyos ejes x forman ángulos aproximados de 110° y de 290° con la dirección Este. El barrio se encuentra lejos de la estación sismológica donde se registró el terremoto y, por tanto, las condiciones topográficas y geológicas y el azimut respecto al epicentro son distintas. En consecuencia los daños aquí calculados pueden no coincidir con los daños observados, si bien, la cercanía relativa del registro de aceleración al barrio, nos hacen albergar también la esperanza de que haya ciertas similitudes.

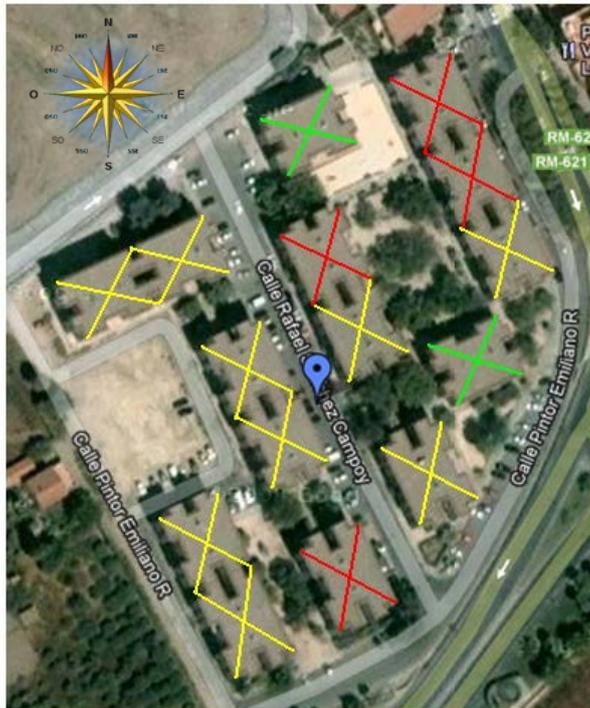


Figura 6-16 Vista en planta de los edificios ubicados en el barrio de San Fernando indicando el daño ocurrido en cada uno. Verde indica que el edificio no ha sido dañado, amarillo que el daño es reparable y rojo que hay inminente riesgo de colapso.

De esta forma se realiza el análisis suponiendo que el registro se ha realizado en el barrio o, equivalentemente, que el barrio se halla en el lugar donde se ha registrado el acelerograma, que como hemos comentado se considera de forma determinista, totalmente conocido dejando variables las propiedades de los materiales y la orientación espacial del edificio. Como sistema de referencia se supone que el ángulo θ vale cero cuando el eje x (dirección larga del edificio) coincide con la componente E-W del acelerograma. Para las propiedades mecánicas de los materiales se ha considerado una distribución de probabilidad gaussiana cuyas características se muestran en la Tabla 6-2. Estos valores han sido tomados de los planos estructurales originales. La variabilidad espacial para la generación de muestras aleatorias se ha tratado de la misma manera que en el capítulo anterior. La Figura 6-17 muestra el modelo estructural 3D del edificio.

6.4.2 La acción sísmica

La acción sísmica se define de forma determinista y está definida mediante las dos componentes horizontales de un acelerograma registrado en la misma ciudad de Lorca. Los valores de PGA respectivamente para las componentes E-W y N-S son de 169

cm/s² y de 357 cm/s². Los detalles de estos acelerogramas, así como el análisis de direccionalidad de los acelerogramas y de los espectros de respuesta se han descrito en el capítulo 2, dedicado a las acciones sísmicas empleadas en esta tesis. A este capítulo se remite al lector interesado en revisar estos aspectos.

Tabla 6-2 Momentos principales de las variables aleatorias que representan las propiedades mecánicas de los materiales.

	μ_x (kPa)	σ_x (kPa)
f_c	21000	2100
f_y	500000	50000

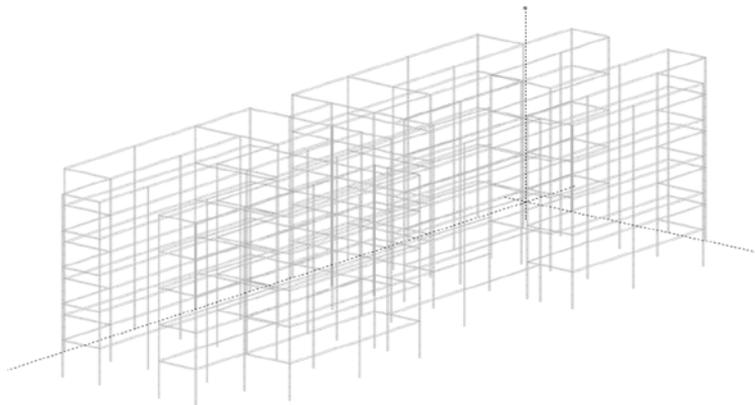


Figura 6-17 Modelo estructural en 3D de un edificio tipo del barrio de San Fernando en Lorca.

6.4.3 Análisis dinámico

Se han llevado a cabo 3600 análisis dinámicos no lineales en los que el ángulo de orientación del edificio es una variable aleatoria con una distribución de probabilidad uniforme en el intervalo (0°, 180°), siendo 0° el ángulo en el que la dirección del eje x del edificio es la dirección Este. Se han dejado variables también las propiedades resistentes de los materiales, realizando el muestreo de acuerdo a la técnica del hipercubo latino. En cada cálculo dinámico se ha cuantificado el daño mediante el índice de daño de Park y Ang. La Figura 6-18 muestra la variación del índice de daño en función del ángulo de giro. En la misma figura se muestra el valor medio y los intervalos de confianza definidos por la desviación estándar. Vale la pena remarcar que estas incertidumbres son producidas por la variabilidad de las propiedades de los materiales. El daño esperado depende fuertemente del ángulo de giro, mostrando variaciones significativas ya que éstas exceden a las producidas por la incertidumbre en las propiedades resistentes de los materiales.

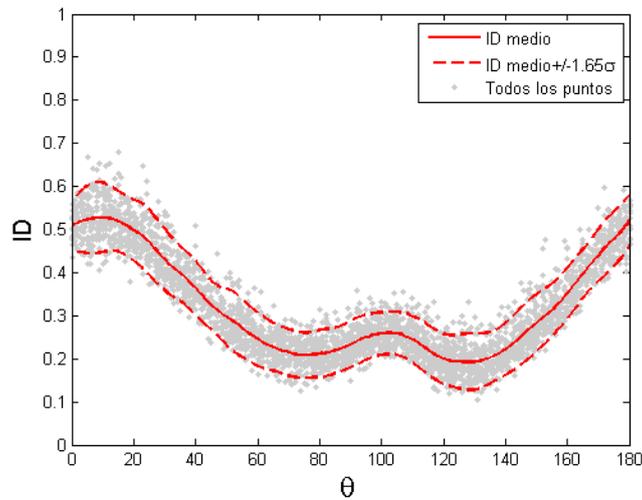


Figura 6-18 Variación del índice de daño considerando el ángulo de giro del terremoto y las incertidumbres asociadas a las propiedades mecánicas de los materiales.

6.4.4 Discusión

La interpretación de los resultados de la Figura 6-18 no es ni directa ni sencilla. A nuestro entender, estos resultados se deben al efecto combinado de la direccionalidad y de la resistencia del edificio en las direcciones x e y . Se discuten a continuación estos efectos y los niveles de daño obtenidos.

Efectos combinados de direccionalidad y resistencia

Para discutir los efectos combinados de direccionalidad y resistencia se recuperan las figuras del capítulo 2 donde se muestran los valores del PGA y los valores espectrales de aceleración para un período de 0.5 s, de las componentes x e y en función del ángulo θ . Hemos visto cómo la dirección y es la dirección débil, pero la resistencia en la dirección x también es finita. La Figura 6-19a muestra la variación del PGA en la dirección x e y ; en esta figura también se muestran el PGA de la media geométrica de ambas componentes y el valor medio del PGA en las direcciones x e y . La Figura 6-19b muestra las aceleraciones espectrales para un período de 0.5 s. Se observa el mismo patrón con un ligero desfase entre los valores de PGA y las aceleraciones espectrales. Patrones similares se obtuvieron en el capítulo 2 para otros periodos. Comparando esta figura con la Figura 6-18, para ángulos entre 0 y 20 grados se obtienen máximos de daño coincidiendo con la mayor severidad de la acción en la dirección débil. Lo mismo ocurre para ángulos entre 160 y 180°. Para ángulos entre digamos 80 y 100° se interrumpe el decreci-

miento del daño para crecer ligeramente y volver a decrecer configurando un máximo local. Este máximo coincide con la máxima severidad de la acción sísmica en la dirección x . El hecho de que ésta sea la dirección fuerte evita que el daño sea mayor en comparación con los valores anteriores.

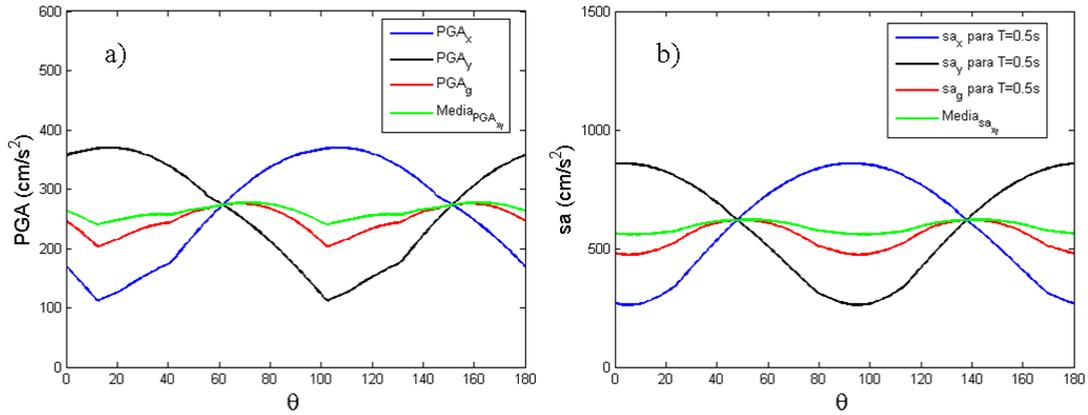


Figura 6-19 Evolución del PGA y de la aceleración espectral para un período de 0.5 s en las direcciones x e y , en función del ángulo de giro.

Así, se concluye que, para una acción sísmica determinada, el daño esperado se debe al efecto combinado entre la orientación del edificio y su resistencia, lo que explicaría los diferencias en el daño observado entre edificios de la misma tipología estructural situados en un mismo lugar pero con orientaciones distintas.

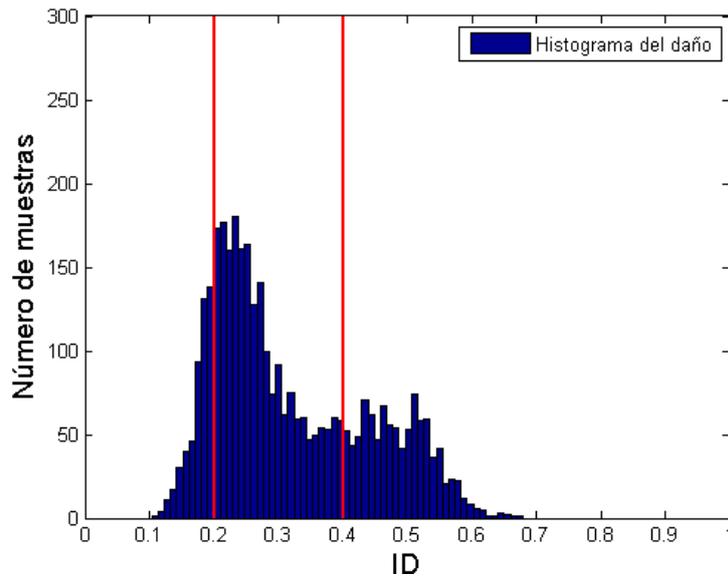


Figura 6-20 Histograma del daño esperado para los edificios del barrio San Fernando. Se indican los niveles de daño *leve* (0.2) y *no reparable* (0.4).

Si no se dispone de información sobre la orientación de los edificios conviene mostrar los resultados agrupando en un histograma (Figura 6-20) los valores de los índices de daño de la Figura 6-18. Se observa una distribución bimodal con valores más frecuentes en torno a 0.25 y a 0.5. En esta figura las líneas rojas indican los valores de 0.2 y 0.4 donde Park et al. (1985) sitúan los niveles de daño *Leve* y *No Reparable*. Otra observación importante sobre la Figura 6-18 es que permite establecer distribuciones de daño específicas para cualquier ángulo de giro, lo que permitiría reducir la incertidumbre cuando se tiene idea de la orientación de los edificio en un lugar. Así, a modo de ejemplo, la Figura 6-21 muestra las distribuciones de daño para los ángulos ortogonales de 40° y 130°.

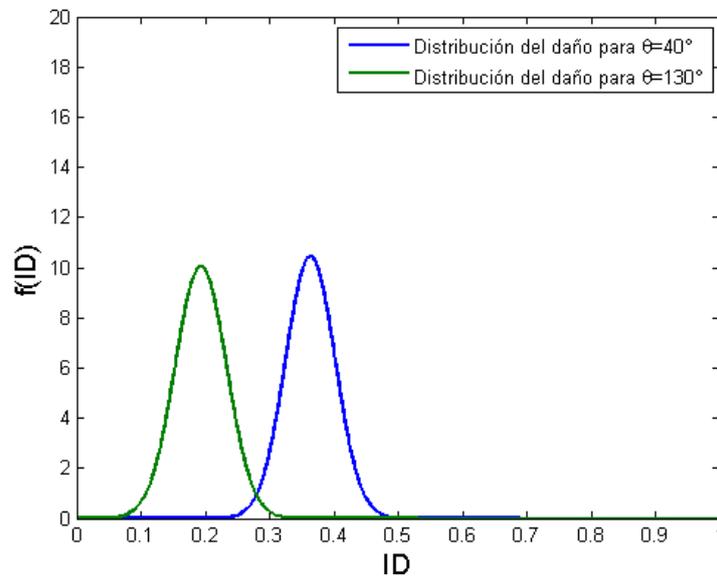


Figura 6-21 Funciones de densidad de probabilidad gaussianas del daño para los ángulos 40° y 130°.

Los momentos principales de estas funciones se muestran en la Tabla 6-3. En este caso, obsérvese cómo las distribuciones del daño serían previsibles, en el entendido de que la acción sísmica y la orientación de los edificios fueran variables conocidas.

Tabla 6-3 Momentos principales de los índices de daño para $\theta = 40^\circ$ y $\theta = 130^\circ$.

θ°	μ_{ID}	σ_{ID}
40°	0.3634	0.0382
130°	0.1930	0.0397

El índice de daño

Park et al. (1985) asignaron una descripción cualitativa del índice de daño calculado. Por ejemplo, ellos establecen que si el índice de daño es mayor a 0.4 el coste de repara-

ción excede el coste de construcción de la estructura; para daños inferiores es económicamente viable la reparación. Si el índice de daño calculado es inferior a 0.2 se dice que el daño es leve; estrictamente ellos establecen: ‘*ocurrencia esporádica de fisuración*’. Estos umbrales son importantes en el análisis de los resultados porque, como puede verse en la Figura 6-16, algunos edificios no sufrieron daños y otros fueron recomendados para demolición. Si se analiza el histograma de la Figura 6-20 y se definen los límites de daño descritos previamente (véanse las líneas rojas) se pueden establecer los porcentajes de edificios que sufrirán daños leves, moderados y extensivos, considerando que un daño extensivo es un daño no reparable y, por tanto, se recomendó la demolición. Esto se puede hacer contando el número de muestras que contiene cada intervalo. Para 511 muestras el $ID < 0.2$, para 2109 muestras $0.2 > ID < 0.4$ y para 970 muestras $ID > 0.8$. Considerando que el total de muestras es de 3600, las probabilidades de ocurrencia de los estados de daño leve, moderado y extensivo, son 14.19%, 58.86% y 26.95%, respectivamente. Por otra parte, el análisis del daño observado permite establecer que el 13.33% de los edificios tuvieron daño leve, el 60% tuvieron daño moderado y el 26.67% tuvieron daño extensivo; en este último caso se recomendó su demolición. Estos resultados se muestran en el histograma de la Figura 6-22, en el que se aprecia la consistencia entre el daño estimado y observado.

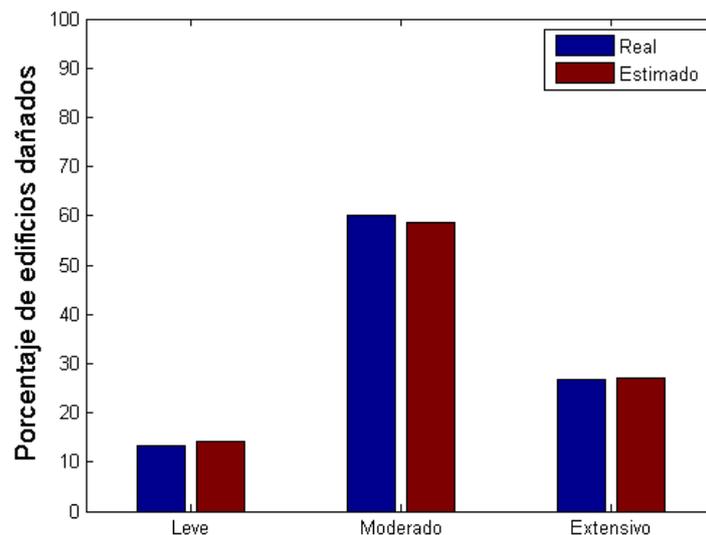


Figura 6-22 Comparación entre los daños observados y calculados.

Este hecho confirma la importancia de considerar las incertidumbres en los análisis de vulnerabilidad y riesgo de estructuras, ya que permiten el establecimiento de probabilidades de ocurrencia.

6.5 Resumen y conclusión

Este capítulo se ha dedicado al estudio de los efectos que puede tener en el daño sísmico esperado la direccionalidad de la acción sísmica. Se suele disponer de dos acelerogramas horizontales registrados en direcciones ortogonales, en general E-W y N-S. El efecto de direccionalidad aquí analizado consiste en evaluar la respuesta del edificio en función de su orientación respecto a estas dos componentes registradas. Para ello se encuentran los registros equivalentes para dos ejes ortogonales x e y girados un ángulo respecto de la dirección E-W. Eventualmente los ejes x e y representan las dos direcciones principales del edificio. Como indicador de la respuesta estructural se ha preferido usar el índice de daño de Park y Ang ya que tiene en cuenta la degradación estructural global independientemente de las direcciones de carga lateral. El análisis es particularmente pertinente, adecuado e interesante para estructuras irregulares para las cuales los modelos 2D son insuficientes o inadecuados siendo preceptiva su modelización 3D. Así, el estudio se ha efectuado para dos edificios irregulares usando escenarios sísmicos. El primer caso de estudio ha sido un hospital para un escenario sísmico definido por el periodo de retorno de 475 años. El segundo ha sido un edificio del Barrio de San Fernando de Lorca para un escenario sísmico definido, de forma totalmente determinista, por las componentes E-W y N-S de un acelerograma registrado en la ciudad. Ambos edificios se han modelizado considerando aleatorias las propiedades mecánicas de los materiales y considerando su variabilidad espacial. Se resumen a continuación los principales resultados y conclusiones de cada caso de estudio.

Hospital de Vielha

El estudio del Hospital de Vielha se ha abordado desde dos perspectivas. La primera persigue obtener valores medios de daño para acciones compatibles con el espectro de respuesta uniforme con un periodo de retorno de 475 años. El segundo persigue, no sólo estimar el valor esperado del daño, sino también sus distribuciones de probabilidad. Se han conseguido dos colecciones de acelerogramas, una para cada objetivo. La primera

consta de 6 acelerogramas (una sola componente), correspondientes a terremotos de magnitudes y distancias típicas de los terremotos probables en Vielha, seleccionados de forma que el espectro medio de sus espectros fuera compatible con el espectro objetivo, pero sin optimizar la dispersión. El segundo grupo está formado también por 6 acelerogramas (dos componentes en este caso) seleccionados de forma que optimice la compatibilidad del espectro medio con el espectro objetivo y minimice la dispersión. Los análisis dinámicos ponen de manifiesto una variabilidad significativa del daño esperado con el ángulo de rotación. Para el primer grupo de acelerogramas los valores medios de daño varían entre 0.25 y 0.4 cuando el edificio se halla en afloramiento rocoso y entre 0.5 y 0.8 cuando se halla en suelo blando. Vale la pena comentar que en este análisis se ha supuesto que las dos componentes horizontales eran idénticas y que la dispersión obtenida es alta aunque carece de sentido dado que los acelerogramas escogidos no minimizaban las diferencias de los acelerogramas individuales con el espectro objetivo. En el segundo grupo de acelerogramas el efecto de la direccionalidad no es tan pronunciado obteniéndose valores medios del índice de Park y Ang, para el edificio situado en roca, entre 0.4 y 0.5. Las desviaciones típicas son altas, del orden de 0.3 unidades del índice de daño. La menor sensibilidad al ángulo de giro se atribuye al hecho de que no se ha tenido en cuenta la direccionalidad de los acelerogramas escogidos; la alta dispersión se atribuye al efecto combinado de la variabilidad de las coordenadas espectrales, de la direccionalidad de los acelerogramas individuales y, en menor medida, de la variabilidad de las propiedades resistentes de los materiales. Se concluye que: i) el daño esperado en el hospital de Vielha para el escenario con un periodo de retorno de 475 años es alto; ii) es pertinente y adecuado introducir en los análisis los efectos de direccionalidad considerando distintas las dos componentes horizontales de aceleración; en este sentido vale la pena observar que en general los códigos sísmicos prohíben usar componentes iguales; iii) el tratamiento adecuado es el probabilista, pero que, iv) hay que seleccionar cuidadosamente los acelerogramas, teniendo en cuenta también la direccionalidad apropiada a las características de la sismicidad de la región y de la situación de los edificios con respecto a ella. Ello permitiría reducir la incertidumbre epistémica que se halla implícita en el tratamiento que se ha dado a la acción sísmica, reduciéndose la dispersión en los resultados.

San Fernando en Lorca

El estudio de un grupo de edificios bien documentados del Barrio de San Fernando en Lorca ha constituido una excelente oportunidad de contrastar el análisis de direccionalidad con los efectos de un terremoto ocurrido. Por una parte se ha podido definir el escenario mediante un acelerograma (dos componentes) registrado en la misma ciudad y, por otra, se han podido comparar los resultados del análisis con los daños observados en un conjunto residencial de edificios de la misma tipología, mismo lugar pero distinta orientación azimutal. La variabilidad del daño esperado con el ángulo de rotación es muy alta. Se obtienen valores entre 0.2 y 0.5. La dispersión es mucho menor que en el caso del Hospital de Vielha. Esto se atribuye a que se ha eliminado del análisis la variabilidad de la acción sísmica. La variabilidad del índice de daño con la orientación azimutal de los edificios se atribuye a un efecto combinado de la direccionalidad de la acción y la distinta resistencia en las direcciones x e y del edificio. Cuando el aumento de la acción por efecto de direccionalidad se da en la dirección débil, y , el daño aumenta hasta los máximos valores de 0.5, cuando este aumento se da en la dirección fuerte, x , el daño aumenta de forma más limitada, hasta valores entre 0.25 y 0.3, debido a la mayor resistencia estructural. Los daños observados confirman este patrón de daño con dos direcciones bien definidas, en una de las cuales los daños son severos y, en la otra, entre leves y nulos. Si se hubiera podido registrar los acelerogramas en el mismo barrio probablemente la correlación entre los daños calculados y observados hubiera sido aún mayor. Así, del análisis de este caso de estudio se concluye: i) el daño producido por un terremoto en un lugar depende fuertemente de la orientación azimutal de los edificios; ii) si se conoce la direccionalidad de la acción sísmica la distribución del daño es predecible y iii) si, además, se tiene conocimiento del ángulo dominante de orientación de los edificios, el daño esperado se distribuye de acuerdo a una función normal cuyo valor medio es predecible y cuya desviación estándar es pequeña, dado que sólo se considera la variabilidad de las propiedades resistentes de los materiales que, en general, es pequeña. Finalmente y como conclusión general, se considera que el método basado en el cálculo dinámico no lineal, incluyendo la direccionalidad y combinado con el cálculo del índice de daño de Park y Ang, es una excelente herramienta para estimar el daño sísmico. Además los resultados aquí obtenidos apoyan la utilidad, validez y robustez de las diferentes técnicas y métodos desarrollados en esta tesis orientados a la evaluación

del daño sísmico en estructuras, sobresaliendo la importancia y la riqueza de los métodos probabilistas.

7. RESUMEN, CONCLUSIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS

En este capítulo se resumen las principales contribuciones y resultados de esta tesis y se exponen las conclusiones más relevantes. También se apuntan y sugieren líneas de investigación futuras orientadas a desarrollar y extender los objetivos aquí trazados y logrados.

7.1 Resumen

Una contribución importante de tesis es la propuesta e implementación de un método de evaluación probabilista del daño sísmico de estructuras basado en el espectro de capacidad. El método se ha validado mediante el análisis dinámico, lo que también supone formular y aplicar un método probabilista basado en el análisis dinámico no lineal incremental. La implementación práctica de ambos métodos se ha efectuado mediante simulación Monte Carlo y usando edificios bien documentados como casos de estudio guía de la aplicación del método. Los tres elementos implicados en el análisis de daño, es decir: la acción sísmica, el edificio y las funciones de daño, se consideran bajo un enfoque probabilista. Se resumen a continuación los principales aspectos relacionados con estos tres elementos.

7.1.1 Las acciones sísmicas

En cuanto a la acción sísmica, se ha propuesto una técnica de gran utilidad que permite definirla mediante acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta dado. Se ha preferido usar acelerogramas de registros de terremotos. Dada una base de datos de aceleración y un espectro de respuesta, se consigue, por un lado, que el espectro medio sea compatible con el espectro dado, minimizando la dispersión para todo el rango de periodos y, por otro, extraer el número óptimo de acelerogramas de la base de datos que pueden usarse para el análisis. Además, la disponibilidad de acelerogramas y espectros de respuesta compatibles permite correlacionar los resultados del análisis estático con los de los análisis dinámicos. Para los diversos casos de estudio analizados en esta tesis, la técnica se ha aplicado a la base de datos europea y se han seleccionado colecciones de

acelerogramas compatibles con los espectros previstos en el Eurocódigo 8 para terremotos grandes (tipo 1) y pequeños (tipo 2) y para los tipos de suelo A, B, C, D y E. Además, para el análisis de dos estructuras irregulares, se ha prestado también una especial atención al estudio de los efectos que la direccionalidad, entendida como la orientación azimutal del edificio con respecto a las componentes horizontales del acelerograma, que tiene en el daño esperado. Se han estudiado el caso del hospital de Vielha, para el que se ha usado el escenario definido por la acción sísmica con un periodo de retorno de 475 años. El otro caso de edificio irregular ha sido un bloque de viviendas situado en el barrio de San Fernando en Lorca, donde la acción sísmica se ha definido mediante las dos componentes horizontales de aceleración registradas en la ciudad.

7.1.2 Los edificios

Los diferentes pasos del desarrollo del método, incluyendo la revisión del método del espectro de capacidad y del análisis dinámico incremental, se han ido ilustrando mediante su aplicación a edificios de hormigón armado. Se han analizado edificios de hormigón armado con forjados reticulares representativos altos, de mediana altura y bajos. El análisis se ha hecho de forma probabilista considerando tanto las acciones sísmicas como las propiedades de los materiales como variables aleatorias. Por otra parte, como se ha apuntado más arriba, se han estudiado los efectos de direccionalidad para edificios especiales: el edificio del hospital de Vielha y un edificio del barrio de San Fernando en Lorca, que resultó severamente dañado por el terremoto del mes mayo del 2011. A efectos metodológicos, se ha considerado adecuado y suficiente considerar la variabilidad sólo de las propiedades resistentes de los materiales. Así, la resistencia a compresión del hormigón y la resistencia a tracción del acero se han considerado variables gaussianas. Vale la pena notar que el método propuesto permite incorporar de forma natural otras variables aleatorias. Además, se ha propuesto y aplicado una técnica original que permite considerar la variabilidad espacial de la resistencia de los elementos estructurales, vigas y columnas. El modelo de variabilidad espacial se basa en la hipótesis que las propiedades del hormigón de las diferentes columnas o vigas, están correlacionadas. Esta correlación disminuye con la distancia entre elementos. Este tipo de correlación se define como *correlación parcial*. Para el acero se supone *correlación nula*. Es importante mencionar que en el diseño estructural se usa la *correlación total*, es decir, se su-

pone que todos los elementos tienen las mismas propiedades resistentes, lo que implica que no existe variabilidad espacial.

7.1.3 El daño

En el método basado en el espectro de capacidad, para estimar el daño esperado se adopta la propuesta del proyecto Risk-UE, en la que, a partir de la forma bilineal del espectro de capacidad, se obtienen curvas de fragilidad y un índice de daño en función del desplazamiento espectral. Para un terremoto definido mediante su espectro de respuesta se aplican las aproximaciones ALE y PA-8 para estimar el punto de capacidad por demanda, de forma que el índice de daño puede ahora ponerse en función del PGA. Una vez hecho este cambio de variable, el índice de daño ya es dependiente de la acción, pues diferentes acciones para un mismo PGA pueden dar diferentes desplazamientos espectrales del punto de capacidad por demanda. En el método basado en el análisis dinámico incremental, el programa RUAUMOKO proporciona una gran cantidad de información de cuyo postproceso pueden obtenerse diferentes índices de daño. El índice de daño de Park y Ang se adopta para establecer la comparación entre los resultados del método basado en el análisis estático y el dinámico. Este índice tiene en cuenta las contribuciones al daño de la ductilidad máxima que alcanzan los elementos estructurales y de la energía disipada debido a los ciclos de histéresis cuando se somete a una acción dinámica la estructura. Este mismo índice de daño se adopta en el análisis de los dos edificios irregulares. Se han obtenido estos índices para los tres tipos de edificios de hormigón, altos, de altura mediana y bajos, para las acciones sísmicas compatibles con los espectros del Eurocódigo 8 tipo 1 y tipo 2 y suelos de clases A, B, C, D y E. Aunque el índice de Park y Ang y el índice Risk-UE tienen sentidos diferentes y no son directamente comparables, se observa que los umbrales de los estados de daño, tal como están propuestos en Risk-UE, tienden a sobrevalorar el daño leve y a minusvalorar el daño completo lo que complica la comparación de resultados. Focalizando la atención en la derivada del espectro de capacidad, se observa que ésta permite ver la variación de la rigidez tangente en función del desplazamiento espectral. A partir de hipótesis sencillas sobre dicha derivada, se ha definido un índice de daño que es compatible con el índice de Park y Ang, lo que permite, además de comparar los resultados de los métodos basa-

dos en análisis estáticos y dinámicos, disponer de una excelente herramienta que permite obviar los análisis, siempre más costosos, del análisis dinámico incremental.

7.1.4 Estudio de correlación

Como una herramienta potente de análisis se ha desarrollado una técnica que permite analizar la correlación entre, en este caso, las variables de diseño y las asociadas a la resistencia de la estructura. Estas correlaciones permiten optimizar el desempeño de la estructura ya que, por ejemplo la ductilidad, el desplazamiento y la resistencia última, se obtienen como variables aleatorias, éstas pueden correlacionarse con las propiedades mecánicas de los materiales.

7.2 Conclusiones

La conclusión principal de esta tesis es que: *tanto en el diseño como en la evaluación del daño sísmico esperado debe ser considerada la incertidumbre de las variables implicadas en los análisis. Estimar el daño sísmico esperado en una estructura desde una perspectiva determinista es ignorar la física y la realidad del problema.* Esta conclusión general se basa en las que resultan de los numerosos análisis realizados y de los resultados obtenidos. Estas conclusiones más específicas se describen a continuación, separando las referentes a la acción, sísmica, a la estructura y al daño esperado.

7.2.1 Las acciones sísmicas

- La mayor incertidumbre en la respuesta estructural y en el daño esperado proviene de la incertidumbre de la acción sísmica que domina con claridad sobre las incertidumbres inducidas por las propiedades resistentes de los materiales y por su variabilidad espacial.
- Es fundamental cuantificar la incertidumbre de la acción sísmica de forma que represente adecuadamente la realidad del problema para el lugar de estudio.
- El efecto de direccionalidad es importante.
- Edificios del mismo tipo situados en el mismo lugar pueden sufrir daños significativamente distintos dependiendo sólo de su ángulo de orientación respecto a la de las componentes horizontales de los acelerogramas.

- Cuando en la selección de la acción sísmica no se tiene en cuenta la direccionalidad, la incertidumbre en esta característica contribuye a enmascarar su efecto, de forma que los valores medios del daño esperado pueden no variar de forma significativa con el ángulo de orientación del edificio, pero las incertidumbres se hacen mayores.
- El estudio de un edificio en el barrio de San Fernando en Lorca, para un escenario sísmico determinista definido por las dos componentes horizontales registradas en la ciudad, muestra un buen acuerdo entre los resultados obtenidos y los daños observados, lo que apoya la robustez y fiabilidad del método propuesto y los efectos de la direccionalidad.
- Aunque este efecto sólo se ha analizado para dos estructuras irregulares y modelos 3D, todo apunta a que este efecto es igualmente relevante en estructuras regulares y modelos 2D.

7.2.2 El edificio

- El uso de métodos estáticos aproximados basados en valores característicos que aumentan la acción sísmica y minoran la resistencia de los materiales puede ser equívoco; por un lado puede ser excesivamente conservador, pero, particularmente para movimientos intensos, pueden subestimar el daño esperado, produciendo el efecto inverso del pretendido. Por lo que es preferible adoptar el método probabilista.
- La incertidumbre de la respuesta estructural, tanto en el método estático como en el dinámico, aumenta con la intensidad de la acción cuando la deformación ya no es lineal. Así el análisis probabilista es particularmente pertinente para movimientos sísmicos fuertes.
- Las hipótesis de correlación parcial para las características del hormigón y de correlación nula para el acero reflejan mejor la realidad que la hipótesis de correlación total supuesta en el diseño estructural.
- La disminución de la correlación con la distancia entre elementos estructurales se apoya en el hecho que, por ejemplo el hormigón de las columnas de un mismo nivel, habitualmente, proviene de mezclas o coladas de hormigón más parecidas que las de niveles distintos. Algo parecido puede suponerse sobre las vigas.

- Las propiedades de los resultados cuando se usan las hipótesis de correlación parcial para el hormigón y de correlación nula para el acero, por su forma gaussiana y por la independencia de algunas de las variables de salida, se considera que reflejan mejor la realidad.

7.2.3 El daño

- Propuestas simplificadas basadas en el espectro de capacidad y curvas de fragilidad en las que los umbrales de los estados de daño se definen a partir de opinión experta, tienden a sobrestimar el daño leve y a subestimar el daño completo. Además el índice que resulta no es comparable con el índice de daño de Park y Ang que resulta del análisis dinámico.
- El nuevo índice basado en la degradación de la rigidez espectral, derivada del espectro de capacidad, reproduce bien el índice de daño de Park y Ang. Este buen acuerdo se produce usando la aproximación PA-8 para estimar el punto de capacidad por demanda. La aproximación lineal equivalente es excesivamente conservadora por lo que es preferible y recomendable usar la aproximación PA-8.

7.3 Líneas de investigación futuras

La historia de la ciencia y de la tecnología nos muestra que el punto de llegada de una investigación jamás es un punto final. Al contrario, la consecución de los objetivos trazados suele abrir nuevas perspectivas, inquietudes y elementos de mejora y de progreso. Esta tesis no es la excepción. Se dedica este apartado a describir algunas líneas de desarrollo que pueden dar continuidad a los objetivos aquí logrados.

7.3.1 Acción sísmica

- Aun reconociendo la complejidad de la acción sísmica fuerte, se considera fundamental dimensionar adecuadamente su incertidumbre. En este trabajo, a pesar del esfuerzo realizado en la selección de acelerogramas compatibles a partir de una extensa base de datos, los coeficientes de variación son de aproximadamente el 20%. Bases de datos más extensas podrían permitir mejorar este aspecto. Se propone estudiar la influencia de estos coeficientes de variación en la respuesta

lo que permitiría obtener relaciones sencillas entre los momentos principales de la variable aleatoria que represente la respuesta de un edificio y el coeficiente de variación de las variables aleatorias de entrada.

7.3.2 Edificio

- Los desarrollos formulados en esta tesis, permiten calcular el daño esperado con análisis dinámicos a partir de análisis estáticos. Las funciones de daño dependen de la acción sísmica. Por otra parte, las curvas de capacidad dependen del patrón de cargas. El análisis detallado de estos aspectos, puede permitir definir un patrón de cargas en función de la acción prevista que reproduzca directamente el patrón de daño esperado para ella.
- En este trabajo se ha estudiado el comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado con forjados reticulares. Sin embargo, las metodologías propuestas pueden ser extendidas a edificios de otros materiales. Este ejercicio haría posible la evaluación probabilista del daño a escala regional ayudando a la predicción de pérdidas esperadas y a los niveles de confianza. Este conocimiento es la base para diseñar planes de emergencia y para priorizar acciones orientadas a reducir el impacto de los terremotos sobre la sociedad. Los análisis probabilistas están también en la base de valoraciones costo/beneficio de estrategias de reducción de desastres.

7.3.3 El daño

- Cuando se presentan curvas de daño incrementales, en este trabajo, se usa el PGA como variable incremental. No obstante, algunos investigadores proponen usar como variables de intensidad la aceleración espectral asociada al periodo fundamental de la estructura. Como se dispone de valores espectrales de aceleración para los valores de PGA, estas curvas se pueden obtener mediante un simple cambio de variable. Una comparación entre la incertidumbre cómo función de una variable de intensidad u otra podría enriquecer la discusión sobre el tema.

7.3.4 Otras recomendaciones

- Los múltiples cálculos realizados han producido una gran cantidad de información que ha sido almacenada cuidadosamente. Nos referimos, entre otras, a las derivas de pisos, la energía disipada por los diferentes elementos, la ductilidad última, tensiones en los elementos estructurales y máximas deformaciones. Una explotación de toda esta información, por una parte puede ser de utilidad también para el diseño estructural y, por otra, pueden permitir, usando algoritmos de identificación, revelar otros aspectos importantes asociados al comportamiento sísmico de los edificios.
- Las matrices de correlación entre las propiedades resistentes de los materiales y las variables de diseño apuntadas más arriba, al tener en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura, pueden ser de gran utilidad para la implementación y aplicación de técnicas avanzadas, como por ejemplo el *diseño estocástico basado en desempeño* (*performance-based stochastic design*, Marczyk 1999). Estas técnicas cuantifican de una manera más adecuada la fiabilidad de un sistema estructural, trascendiendo el ámbito restringido de estructuras de edificación.
- Muchos investigadores han trabajado en el desarrollo de técnicas de ejecución en paralelo (Marczyk 1997; Doltsinis 1999) las cuales permiten ejecutar miles de análisis en poco tiempo. Una línea de investigación y desarrollo es paralelizar los procedimientos, algoritmos y programas desarrollados en esta tesis. Sin duda, disponer de computadoras potentes, cuya arquitectura y software permitiera la programación y cálculo paralelo permitirían análisis más sofisticados, detallados y exhaustivos, casi en tiempo real, lo que puede ser de utilidad en el desarrollo realista de escenarios de riesgo sísmico en caso de terremoto.

Anexo A

Curvas de daño para edificios de hormigón armado con forjados reticulares.

En este anexo se muestran las nuevas curvas de daño obtenidas para edificios de hormigón armado de forjados reticulares (FR), altos (A), de altura mediana (M) y bajos (B), para acciones sísmicas compatibles con los espectros de respuesta propuestos en el eurocódigo EC8 para terremotos grandes (tipo 1) y pequeños (tipo 2) y para clases de suelos A, B, C, D y E. Así, en las figuras correspondientes, por ejemplo el acrónimo FRM-1C significa edificio con estructura de hormigón armado y forjado reticular de altura mediana para terremoto tipo1 y clase de suelo C.

Edificios FR y espectro 1A

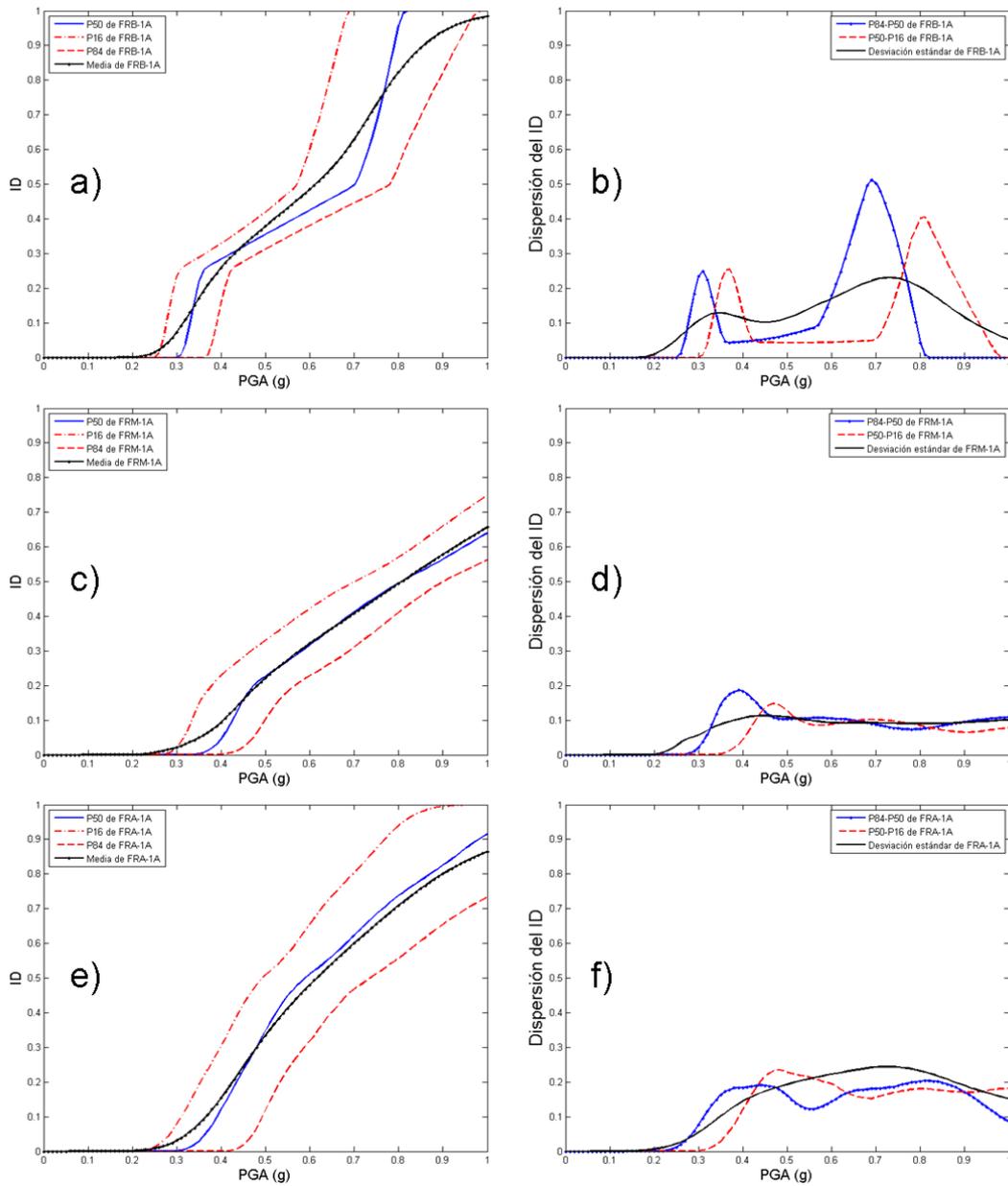


Figura A-1 Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 1 y suelo tipo A.

Edificios FR y espectro 1B

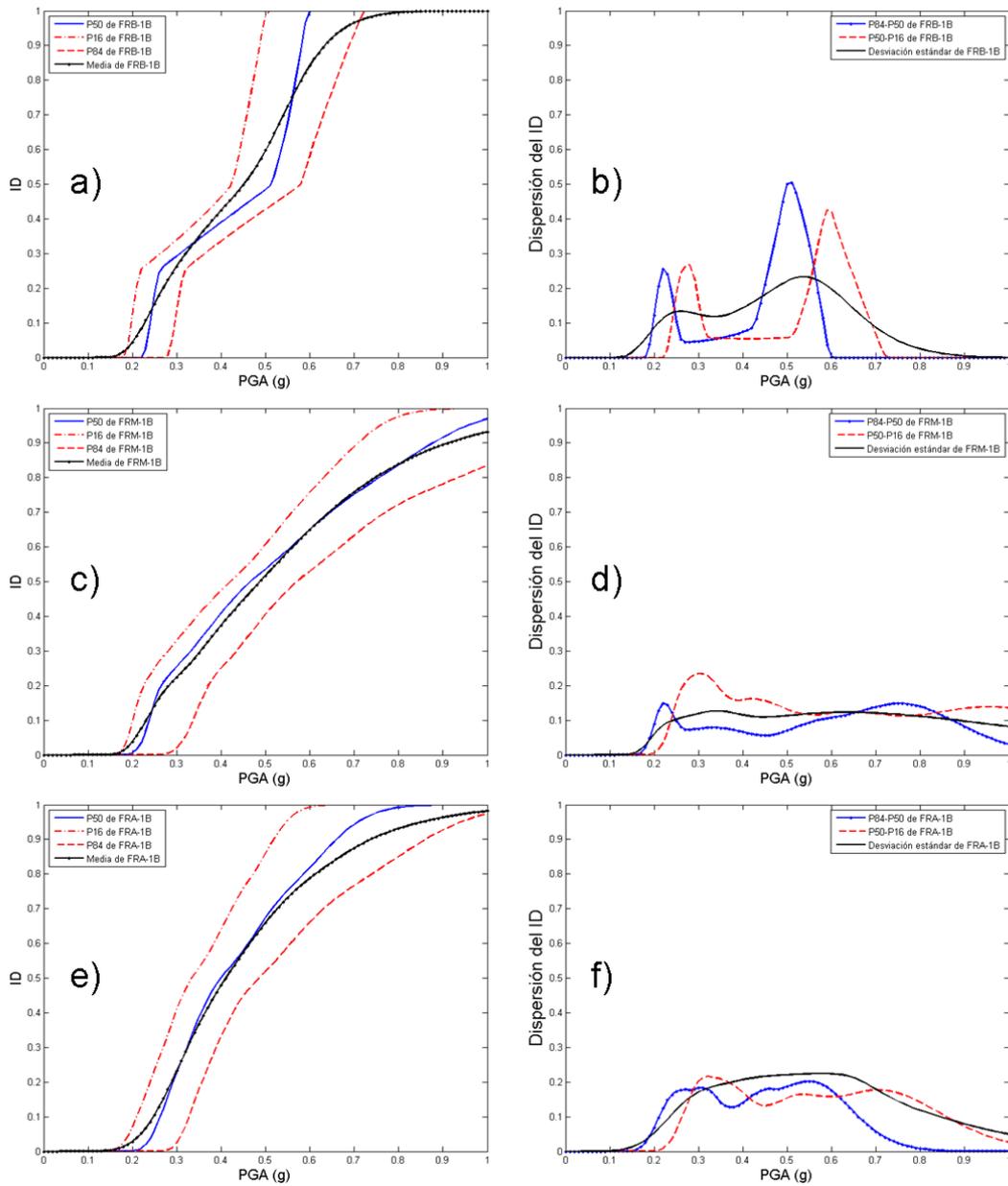


Figura A-2 Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 1 y suelo tipo B.

Edificios FR y espectro 1C

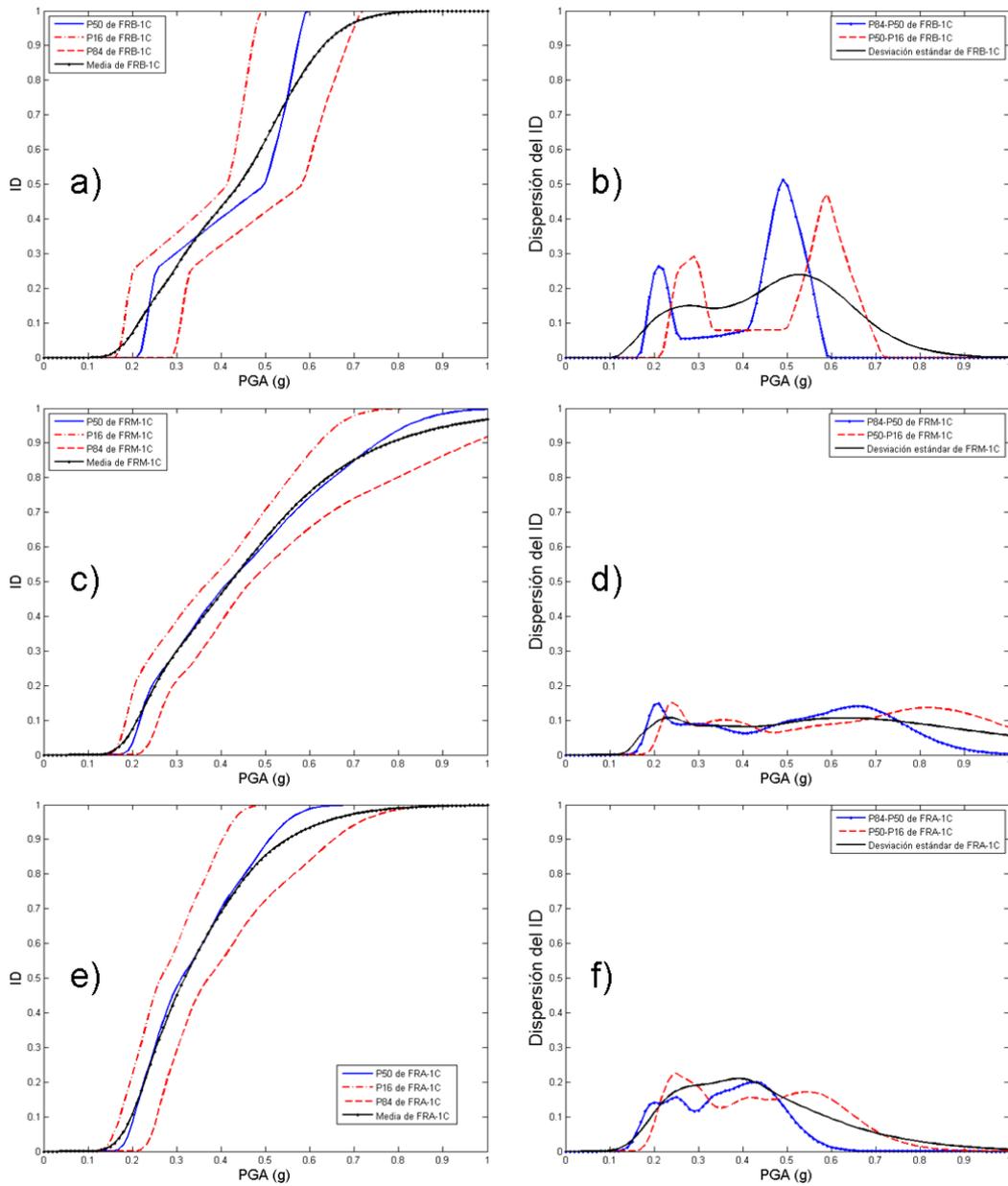


Figura A-3 Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 1 y suelo tipo C.

Edificios FR y espectro 1D

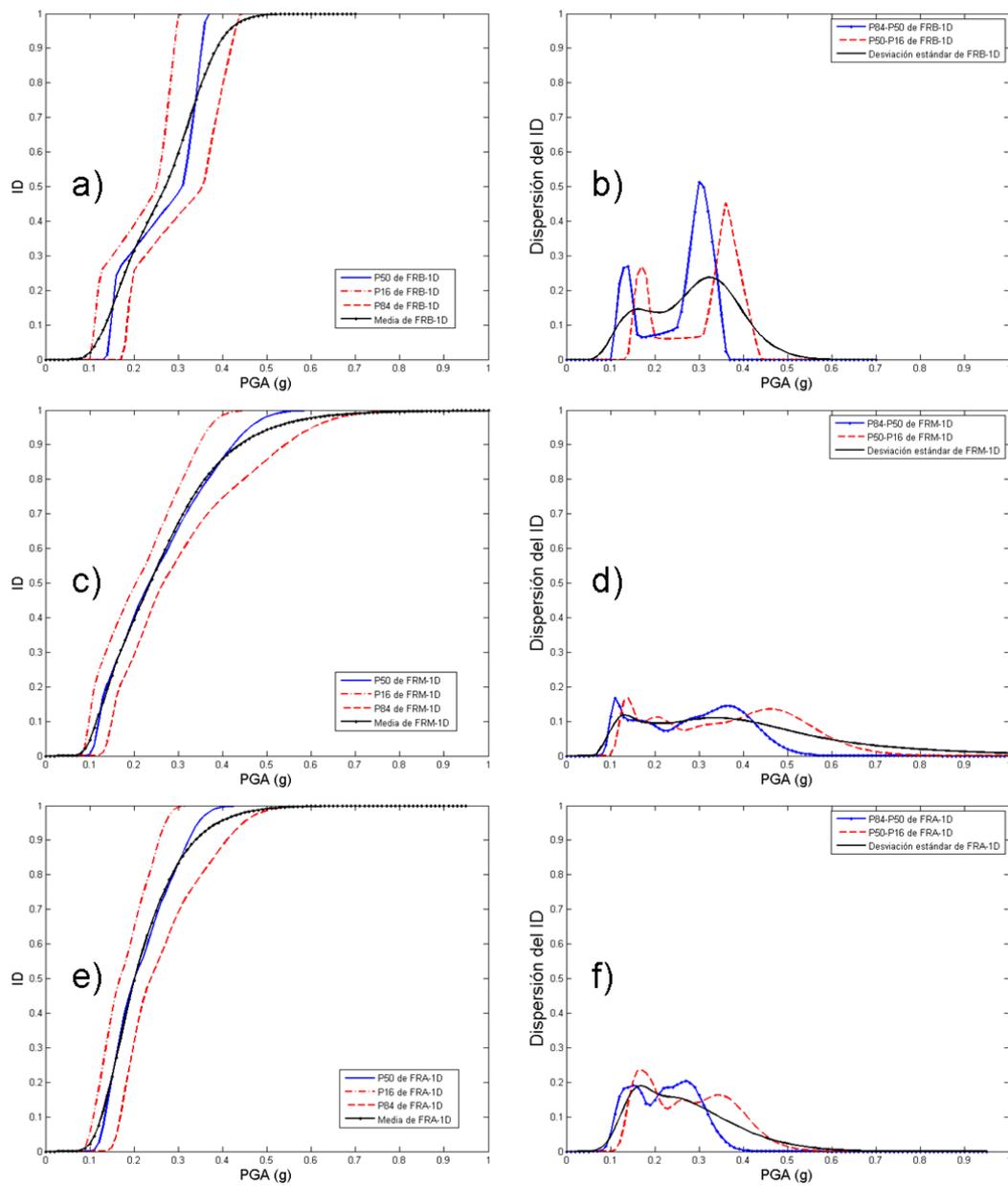


Figura A- 4 Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 1 y suelo tipo D.

Edificios FR y espectro 1E

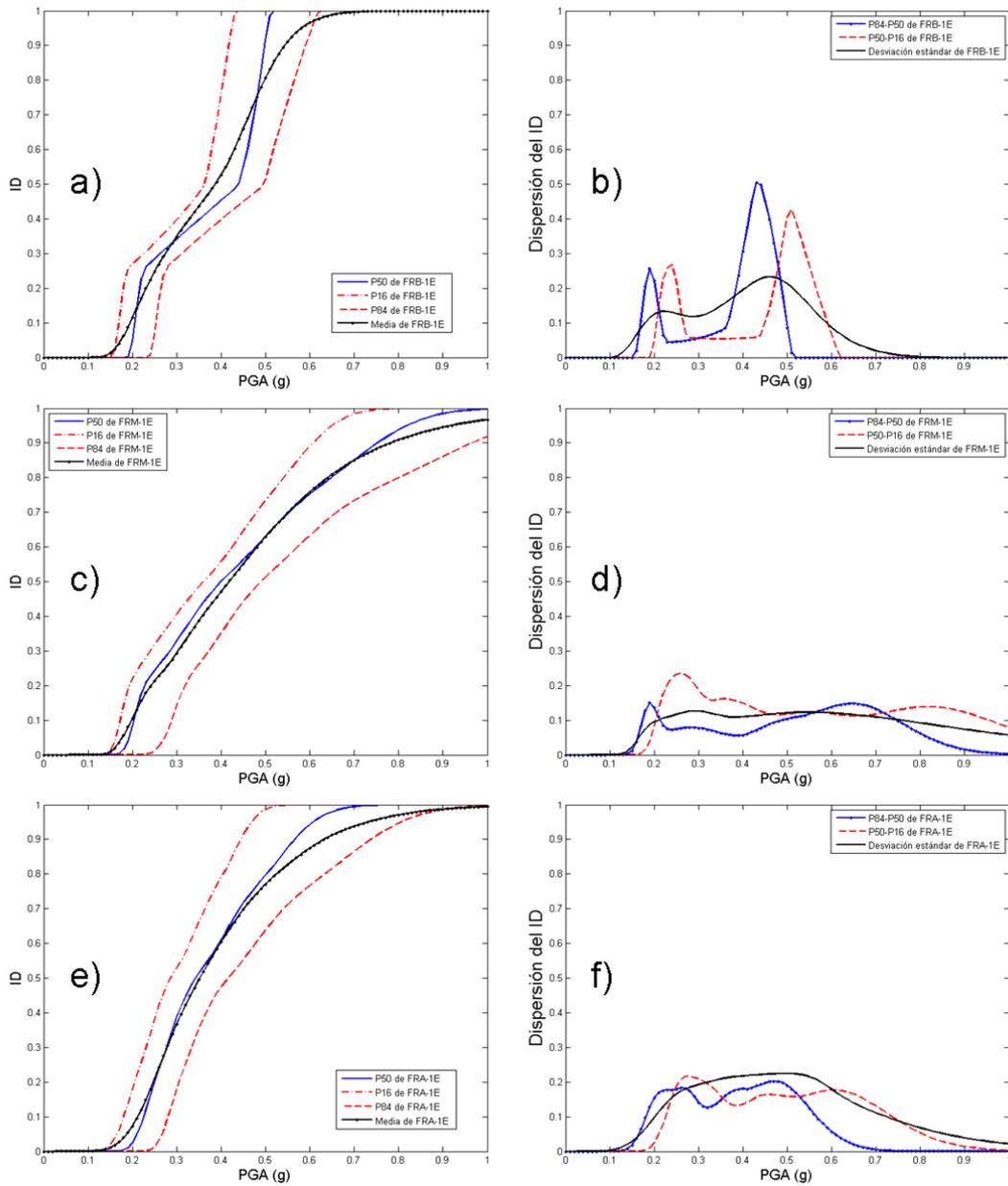


Figura A-5 Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 1 y suelo tipo E.

Edificios FR y espectro 2A

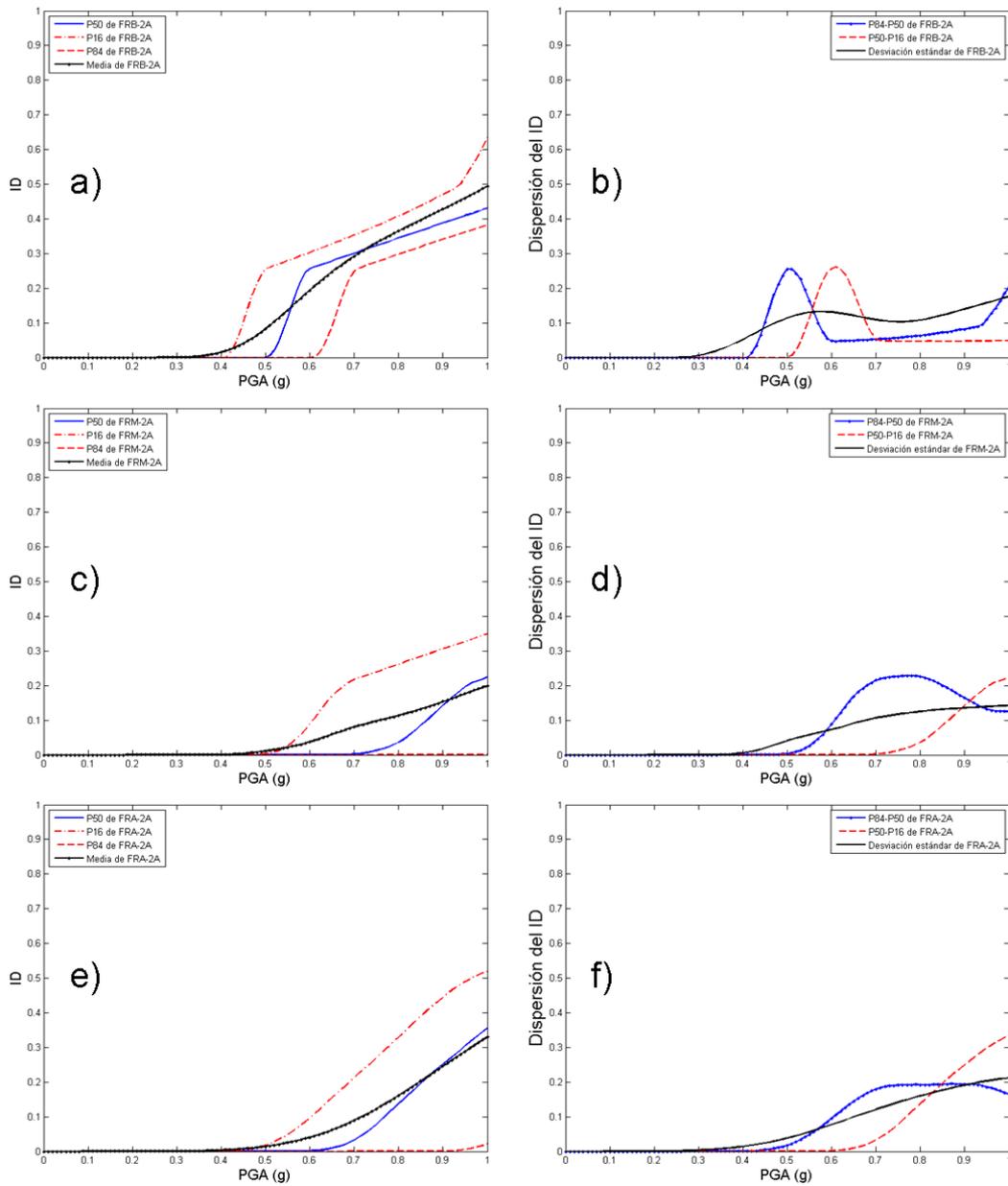


Figura A- 6 Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 2 y suelo tipo A.

Edificios FR y espectro 2B

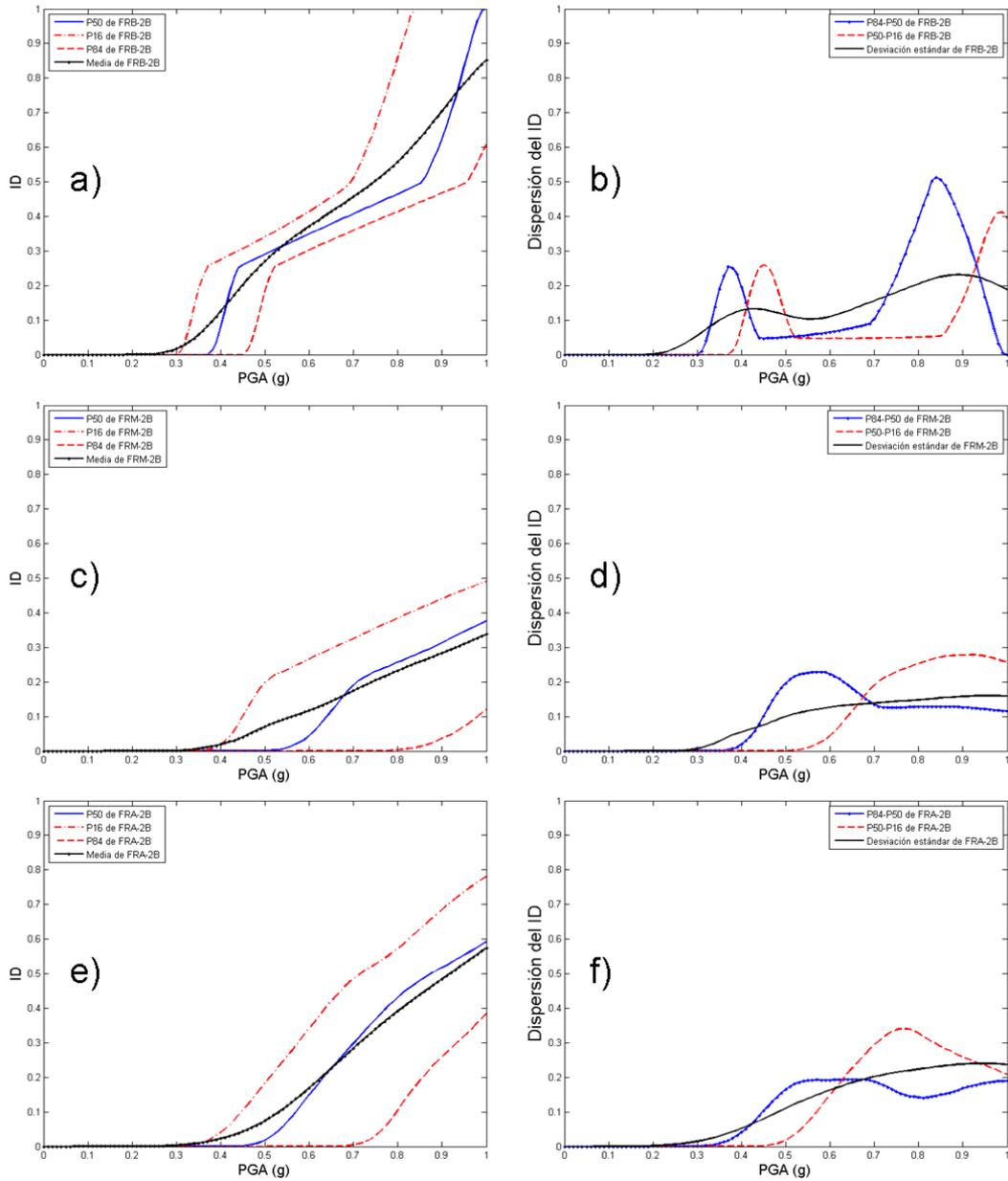


Figura A-7 Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 2 y suelo tipo B.

Edificios FR y espectro 2C

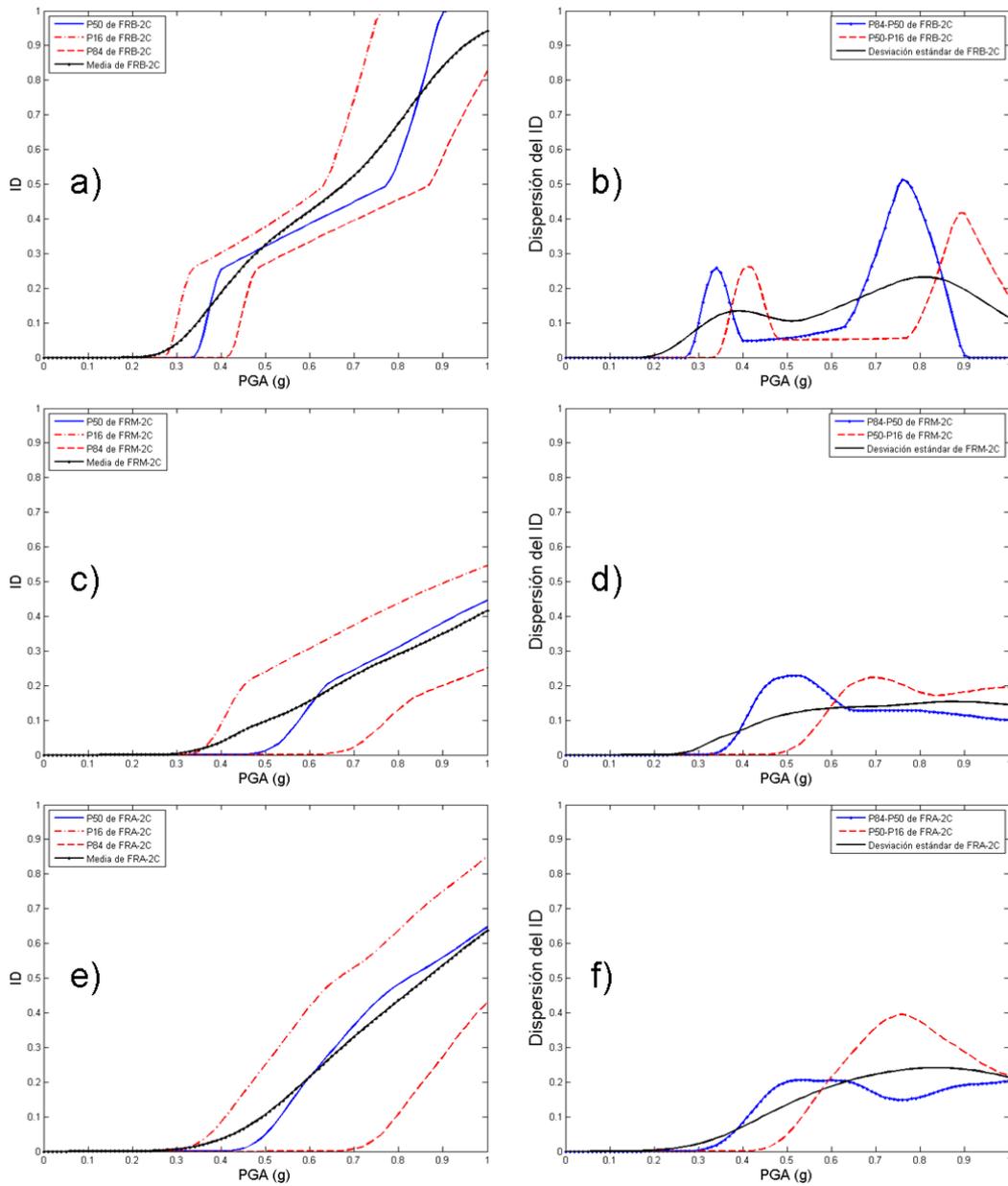


Figura A- 8 Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 2 y suelo tipo C.

Edificios FR y espectro 2D

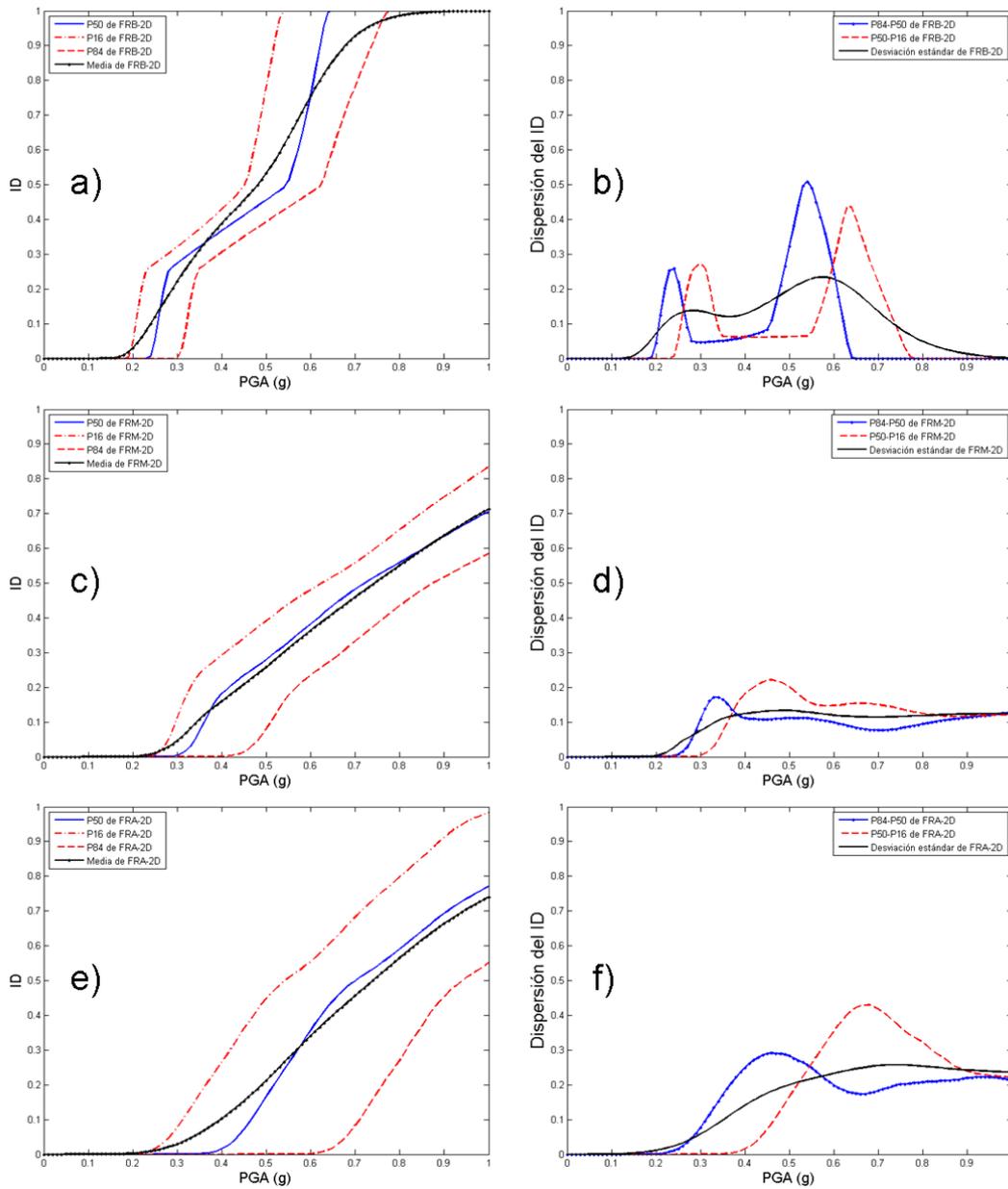


Figura A-9 Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 2 y suelo tipo D.

Edificios FR y espectro 2E

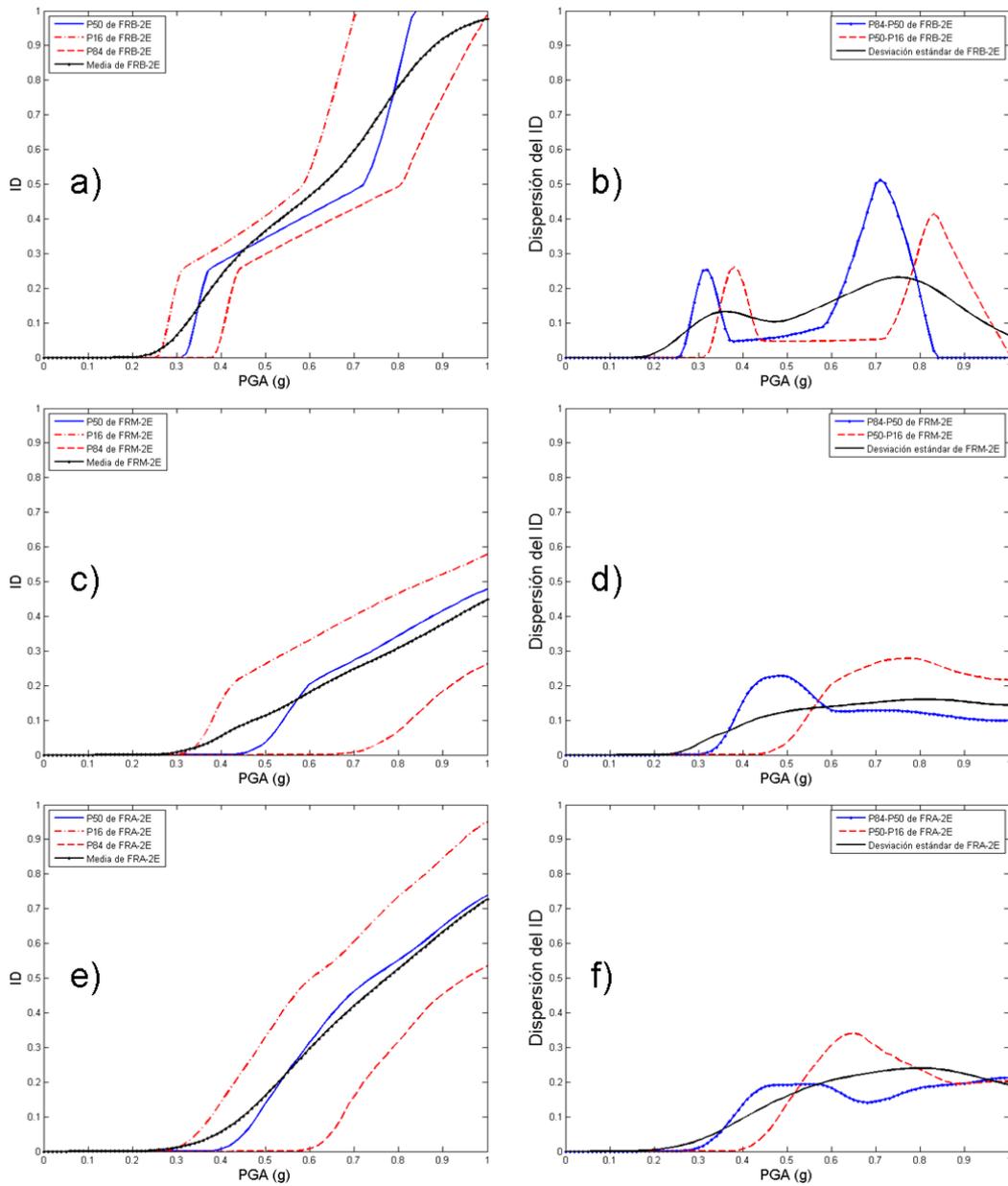


Figura A- 10 Curvas de daño medias e incertidumbre asociada como una función del PGA para los edificios bajos, medios y altos de forjados reticulares. Se ha considerado como amenaza sísmica el espectro del Eurocódigo 8 para tipo 2 y suelo tipo E.

REFERENCIAS

- Aguilar A. (2011) Evaluación probabilista del riesgo sísmico de edificios en zonas urbanas. Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Ambraseys N., Smit P., Douglas J., Margaris B., Sigbjornsson R., Olafsson S., Suhadolc P. and Costa G. (2004) Internet-Site for European Strong-Motion Data. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*. 45(3):113-129
- Ambraseys N., Smit P., Sigbjornsson R., Suhadolc P. and Margaris B. (2002) Internet-Site for European Strong-Motion Data, European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme.
http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm (último acceso: 21/05/2013)
- Arias A. (1970) A Measure of Earthquake Intensity, in *Seismic Design for Nuclear Power Plants* (R.J. Hansen, ed.). The MIT Press, Cambridge, MA. 438-483
- ATC-40 (1996) *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Banon H. and Veneziano D. (1982) Seismic safety of reinforced concrete members and structures. *Earthquake engineering and structural dynamics*. 10:179-193
- Barbat A.H., Mena U. and Yépez F. (1998) Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*. 14(2):247-268
- Barbat A.H., Pujades L.G., Lantada N. and Moreno R. (2008) Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 28:851-865
- Barbat A.H., Yépez Moya F. and Canas J.A. (1996) Damage scenarios simulation for risk assessment in urban zones. *Earthquake Spectra*. 2(3):371-394
- Bento R., Bhatt C and Pinho R. (2010) Using nonlinear static procedures for seismic assessment of the 3D irregular SPEAR building. *Earthquake and structures*. 1(2): 177-195
- Benz H., Filson J., Arabasz W., Gee L. and Wald L. (2000) ANSS-Advanced National Seismic System. USGS, Science for a changing world.
<http://pubs.usgs.gov/fs/2000/fs075-00>
- Bermúdez C. (2010) Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero. Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Beyer K. and Bommer J.J. (2006) Relationships between median values and between aleatory variabilities for different definitions of the horizontal component of motion. *Bulletin of Seismological Society of America*. 96(4):1512-1522
- Bhatt C., Bento R. (2011) Assessing the torsional response of existing RC building using the extended N2 method. *Bulletin of Earthquake Engineering*. doi: 10.1007/s10518-011-9258-8
- Bommer J.J. and Crowley H. (2006) The influence of ground-motion variability in earthquake loss modelling. *Bulletin of earthquake engineering*. 4:231-248
- Boore D.M., Watson-Lamprey J. and Abrahamson N.A. (2006) Orientation independent measures of ground motion. *Bulletin of the seismological society of America*. 96(4A):1502-1511
- Borzi B., Pinho R. and Crowley H. (2008) Simplified Pushover analysis for large-scale assessment of RC buildings. *Engineering Structures*. 30:804-820

- Bracci J.M., Reinhorn A.M., Mander J.B. and Kunnath S.K. (1989) Deterministic for seismic damage evaluation of reinforced concrete structures. Technical report NCEER-89-0033, national center for earthquake engineering research, state university of New York at Buffalo
- Bresler B. (1960) Design Criteria for Reinforced Concrete Columns Under Axial Load and Biaxial Bending. *ACI Structural Journal*. 57(6):481-490
- Butterworth S. (1930) On the Theory of Filter Amplifiers. *Experimental Wireless and the Wireless Engineer*. 7:536-541
- Carr A.J. (2000) Ruaumoko-Inelastic Dynamic Analysis Program. Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Chopra A.K. and Goel R.K. (1999) Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDOF systems. *PEER Report 1999/02 Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California*.
- Chopra A.K. and Goel R.K. (2004) A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demand for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 33(8): 903-927
- Chopra A.K., Goel R.K., Chintanapakdee C. (2004) Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. *Earthquake Spectra*. 20(3): 757-778
- Clough R.W. and Penzien J. (1993) Dynamic of structures. Second edition. McGraw-Hill, New York
- Cook R.D. (1981) Remarks about diagonal mass matrices. *International Journal of numerical methods in engineering*. 17:1427-1449
- Cosenza E., Manfredi G. and Ramasco R. (1993) The use of damage functionals in earthquake engineering: A comparison between different methods. *Earthquake engineering and structural dynamics*. 22:855-868
- Crowley H., Bommer J.J., Pinho R. and Bird J.F. (2005) The impact of epistemic uncertainty on an earthquake loss model. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 34(14):1635-1685
- Dolsek M. (2010) Effects of uncertainties on seismic response parameters of reinforced concrete frames. *Safety, Reliability and Risk of Structures, Infrastructures and Engineering Systems: Proceedings of the 10th, ICOSSAR, September 2009, Osaka, Japan*.
- Doltsinis I. (1999) Stochastic analysis of multivariate systems in computational mechanics and engineering. International center for numerical methods in engineering (CIMNE). Barcelona, Spain
- Eurocódigo 8 (2004) Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for building
- Fajfar P. (1999) Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 28:979-993
- Fajfar P. and Gaspersic P. (1996) The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 25(1): 31-46
- Fajfar P. and Vidic T. (1994) Consistent inelastic design spectra: Hysteretic and input energy *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 23: 523-537
- Faleiro J., Oller S. and Barbat A.H. (2008) Plastic-damage seismic model for reinforced concrete frames. *Computers and Structures*. 86(7-8):581-597
- Fragiadakis M. and Vamvatsikos D. (2010) Estimation of Uncertain Parameters using Static Pushover Methods. *Safety, Reliability and Risk of Structures, Infrastructures and Engineering Systems: Proceedings of the 10th, ICOSSAR, September 2009, Osaka, Japan*

- Franchin P., Pinto P., Pathmanathan R. (2010) Confidence factor? *Journal of Earthquake Engineering*. 14(7): 989-1007
- Freeman S.A. (1998) Development and use of capacity spectrum method. *Proceedings 6th U.S. National Conference of Earthquake Engineering*. EERI, Seattle.
- 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
- Fujii K. (2011) Nonlinear static procedure for multi-story asymmetric building considering bi-directional excitation. *Journal of Earthquake Engineering*. 15(2):245-273
- Furlong R.W., Hsu C.T.T. and Mirza S.A. (2004) Analysis and design of concrete columns for biaxial bending- overview. *ACI Structural Journal*. 101(3):413-23
- Gasparini D. and Vanmarcke E.H. (1976) Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra. *M.I.T. Department of Civil Engineering*. Research report R76-4, Order No. 527
- Gassol G. (2011) Anàlisi i validació dels parameters d'accelerogrames de la base de dades europea (NERIES Distributed Database) calculats homogèniament. Master Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, 372
- Hancock J. and Bommer J.J. (2006) A state of knowledge Review of the influence of strong motion duration on structural damage. *Earthquake Spectra*. 22(3):827-845
- Hancock J., Bommer J.J. and Staforf P.J. (2008) Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 37(14):1585-1607
- HAZUS-99 (1999): Earthquake Loss Estimation Methodology Earthquake. *Technical Manual, Vol 1, Federal Emergency Management Agency (FEMA)*. Washington D.C.
- Hou, S. (1968) Earthquake simulation models and their applications. *M.I.T. Department of Civil Engineering*. Research Report. R68-17
- Hsu C.T.T. (1988) Analysis and Design of Square and Rectangular Columns by Equation of Failure Surface. *ACI Structural Journal*. 85-S20:167-179
- Hurtado J.E. (1999) Modelización estocástica de la acción sísmica. *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería*. (CIMNE), IS-33, Barcelona, España.
- IVS (2011) Instituto de vivienda y suelo, Región de Murcia. Estado del grupo de 232 viviendas en Lorca (Barrio San Fernando) tras el terremoto del día 11/05/2011
- Jennings P.C., Housner G.W. and Tsai N.C. (1968) Simulated earthquake motions. *EERL, California Institute of Technology, Pasadena, California*.
- Kalos M. and Whitlock P.A. (1986) Monte Carlo Methods. John Wiley and Sons
- Kay S.M., (2006) Intuitive Probability and Random Processes using MATLAB. Springer. 833 pp.
- Kim S.P. and Kuruma Y.C. (2008) An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands. *Engineering structures*. 30:3793-3807
- Kreslin M. and Fajfar P. (2012) The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 10(2):695-715
- Lantada N. (2007) Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y técnicas GIS. Aplicación a la ciudad de Barcelona. Tesis doctoral. Universidad Politècnica de Catalunya.
- Lantada N., Pujades L.G. and Barbat A.H. (2009) Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison. *Natural Hazards*. 51:501-524

- Liu S.C. (1968) On intensity definitions of earthquakes. *Journal of structural division ASCE*.
- Mahaney J.A., Paret T.F., Kehoe B.E. and S.A. Freeman (1993) The capacity spectrum method for evaluating structural response during the Loma Prieta earthquake. *National earthquakes conference*, Memphis.
- Marczyk J. (1997) Computational stochastic mechanics in a meta-computing perspective. *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería*. (CIMNE). Barcelona, Spain
- Marczyk J. (1999) Principles of simulation-based-computer-aided engineering. *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería*. (CIMNE). Barcelona, Spain
- Mata P. A., Oller S. and Barbat A.H. (2007) Static analysis of beam structures under nonlinear geometric and constitutive behaviour. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 196:4458-4478.
- Matsumoto M. and Nishimura T. (1998) Mersenne Twister: A 623-Dimensionally Equidistributed Uniform Pseudorandom Number Generator. *ACM Transactions on Modeling and Computer Simulation*. 8(1):3-30.
- McCann M.W. and Shah H.C. (1979). Determining Strong-Motion Duration of Earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 69(4):1253-1265
- McKay M.D., Beckman R.J. and Conover W.J. (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
- Mendenhall W. and Sincich T. (2007). Statistics for engineering and the sciences. Fifth edition. Pearson Prentice Hall. 1060 pp.
- Mirza S.A. (1989) Parametric study of composite column strength variability. *Journal of Constructional Steel Research*. 14:121-37
- Mwafy A.M. and Elnashai A.S. (2001) Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*. 23:407-424
- NERIES (2006) Network of Research Infrastructures for European Seismology. Disponible en <http://www.neries-eu.org>. (último acceso 15/02/2013)
- Ordaz, M., Aguilar, A., Arboleda, J. (2007) CRISIS2007. Program for computing seismic hazard. (Version 7.2). Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. Available: <http://ecapra.org/crisis-2007> (último acceso: 15/05/2013).
- Otani S. (1974) Inelastic analysis of RC frame structures *Journal of Structural Division, ASCE*. 100(7):1433-1449
- Park Y-J. and A.H-S. Ang (1985) Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural engineering ASCE*. 111(4):722-757
- Park Y-J., A.H-S. Ang and Kwei-Wen Y. (1985) Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering ASCE*. 111(4):740-757
- Poursha M., Khoshnoudian F. and Moghadam A.S. (2009) A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings. *Engineering Structures*. 31:591-599
- Pujades L.G., Barbat A.H., González-Drigo R., Avila J. and Lagomarsino S. (2011) Seismic performance of a block of buildings representative of the typical construction in the Eixample district in Barcelona (Spain) . *Bulletin of Earthquake Engineering*. (in press)
- Reyes J.C. and Chopra A.K. (2010) Three-dimensional modal pushover analysis of building subjected to two components of ground motions, including its evaluation for tall buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. doi: 10/1002/eqe.1060

- Reyes J.C. and Chopra A.K. (2012) Evaluation of three-dimensional modal pushover analysis for unsymmetric-plan buildings subjected to two components of ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. doi: 10/1002/eqe.1100.
- RISK-UE (2004) An advanced approach to earthquake risk scenarios, with applications to different European cities. Website <http://www.risk-ue.net>
- Roufaiel M.S.L. and Meyer C. (1987) Analytical model of hysteretic behaviour of RC frames. *Journal of Structural engineering ASCE*. 113(3):429-457
- Saïdi M. and Sozen M.A. (1979) Simple and complex model for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures. Report UILU-ENG-79-231, Department of civil engineering, University of Illinois. Urbana, Illinois.
- Satyarno I. (1999) Pushover analysis for the seismic assessment of reinforced concrete buildings. Doctoral Thesis, Department of civil engineering, University of Canterbury.
- Schnabel P.B., Lysmer J. and Seed H.B. (1972) SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. UCB/EERC-72/12, *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*. 92:(480/S36/1972)
- Sharpe R.D. (1974) The seismic response of inelastic structures. Doctoral Thesis, Department of civil engineering, University of Canterbury.
- SisPyr (2008) Système d'Information Sismique des Pyrénées. <http://www.sispyr.eu/?lang=es>. (último acceso: 21/05/2013).
- Sóbol I.M. (1976) Monte Carlo method. Mir, Moscu.
- Trifunac M.D. and Brady A.G. (1975). A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 65(3):581-626
- Trifunac M.D. and Novikova E.I. (1994). State of the Art Review on Strong Motion Duration. *10th European Conference Earthquake Engineering*. Vienna, Austria, 131-140
- Vamvatsikos D. and Cornell C.A. (2001) The Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31(3):491-514
- Vamvatsikos D. and Dolsek M. (2011) Equivalent constant rates for performance-based seismic assessment of ageing structures. *Structural safety*. 33(1):8-18
- Vamvatsikos D. and Fragiadakis M. (2010) Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 39:141-163
- Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. and Hurtado J.E. (2010) Probabilistic Assessment of the Global Damage in Reinforced Concrete Structures. *Proceeding of the 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid August 2010*.
- Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H., Hurtado J.E. (2013b). Probabilistic seismic risk evaluation of RC buildings. *Structures and buildings*. (in press)
- Vargas YF., Pujades L.G., Barbat A.H., Hurtado J.E. (2013a) Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado. *Métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*. (in press)
- Vielma J.C., Barbat A.H. and Oller S. (2009). Seismic performance of waffled-slabs floor buildings. *Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil Engineering)*. 162(SB3):169-182
- Vielma J.C., Barbat A.H. and Oller S. (2010) Seismic safety of limited ductility buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*. 8(1):135-155