

**Monografías de Ingeniería Sísmica**

Editor A. H. Barbat

**Proyecto sismorresistente de  
estructuras porticadas**

J.C. Vielma

A.H. Barbat

S. Oller

**Monografías de Ingeniería Sísmica**  
Editor A.H. Barbat

# **Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas**

J.C. Vielma  
A. H. Barbat  
S. Oller

**CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA**  
Edificio C1, Campus Norte UPC  
Gran Capitán s/n  
08034 Barcelona, España

**MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA**  
Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

**PROYECTO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS PORTICADAS**  
Monografía CIMNE IS 65  
© Los autores

ISBN: 978-84-95999-60-3  
Depósito legal: B-12073-2011

# Agradecimientos

A Ana Quintero, por contribuir en la transcripción de este trabajo y haber creado la página web que lo acompaña.



# Resumen

Actualmente está bien extendida la necesidad de proteger las estructuras contra eventos accidentales que pueden producir catástrofes. Un par de eventos ocurridos durante el año 2010 en América (terresmos de Haití y Chile) pusieron de manifiesto de forma extrema la forma como la ingeniería sismorresistente puede proteger las edificaciones evitando que estas se conviertan en instrumentos causantes de muertos y heridos. Queda de parte de los profesionales de la ingeniería estructural no convertirse en agentes constructores de la vulnerabilidad que propicie terribles catástrofes.

La ingeniería sismorresistente es una disciplina reciente. Ha surgido de la necesidad de encontrar respuestas efectivas frente a fenómenos naturales que muchas veces no comprendemos y que con mayor razón somos incapaces de predecir. La actitud frente al problema ha demostrado siempre ser positiva y altamente creativa. De la iniciativa de los primeros investigadores en ingeniería sismorresistente surgieron soluciones y técnicas que han permitido configurar el estado del arte actual, que si bien aun afronta importantes retos que superar, ha permitido controlar eficazmente los daños de edificaciones y el número de muertos y heridos durante terremotos fuertes.

El estado del arte se traduce generalmente en normativas de proyecto que rigen la actividad de los proyectistas estructurales en zonas de alta amenaza sísmica. Las normas han ido evolucionando, sustentadas muchas veces por la investigación de tipo experimental y numérico, que han permitido validar muchas de las hipótesis adoptadas en el proyecto sismorresistente, algunas de las cuales han sido el producto de la simple aplicación del *juicio ingenieril*; tal es el caso del *factor de comportamiento*, que permite adoptar el comportamiento inelástico de las estructuras en el análisis sísmico normativo. A la fecha la determinación de estos factores sigue realizandose de una forma poco transparente, lo que deja poco margen al ingeniero proyectista para que pueda introducir mejoras en las prestaciones que las estructuras pueden llegar a alcanzar.

Por otro lado, existe un notable vacío entre los avances recientes que han dado origen a nuevos enfoque de proyecto como son el Proyecto por Prestaciones o el Proyecto por Desplazamientos. Si bien se ha demostrado que ambos enfoques son adecuados para proyectar estructuras más seguras

y deforma más racional, su adopción en las normas actuales ha sido muy reducida. Intentando proporcionar soluciones prácticas, en este trabajo se propone un procedimiento de análisis con base en Estados Límite gobernado por desplazamientos, que si bien es aplicable a diferentes tipologías estructurales, en este trabajo se organiza y ejemplifica usando una serie de edificios porticados de hormigón armado.

En el Capítulo 1 se presenta el proyecto sismorresistente y los objetivos que lo guían, además se realiza una revisión de los procedimientos de análisis sísmico usuales. Estos análisis pueden ser del tipo elástico e inelástico. Estos últimos se han venido utilizando con mayor intensidad durante la última década gracias a los avances tecnológicos en el área de los ordenadores, que han permitido la implementación de procedimientos de análisis cada vez más refinados. De forma complementaria, se presenta un resumen de las prescripciones normativas más usuales de cara al refuerzo sismorresistente de elementos de hormigón armado.

En el Capítulo 2 se presentan los preceptos de proyecto conceptual. Muchos de estos preceptos proceden de recomendaciones normativas, algunos son simplemente recomendaciones que proceden de las observaciones que de los fallos catastróficos de los edificios han permitido identificar las causas de la vulnerabilidad. Seguidamente se hace una pequeña introducción al tema del proyecto por Prestaciones, más con la idea de introducir al lector en los conceptos relativos al tema, antes de presentarle la aplicación de este enfoque en el proyecto sismorresistente.

En el capítulo 3 se desarrolla un nuevo método de dimensionado sísmico, aplicando procedimientos lineales pero con factores de amplificación de desplazamientos obtenidos de investigaciones sobre el comportamiento no lineal de las estructuras. El procedimiento es sencillo de aplicar, se presenta en un formato compatible con la mayoría de las normas de proyecto sismorresistente y se ilustra con la aplicación del dimensionado de un grupo de edificios porticados de hormigón armado. Como ya se indicó, el procedimiento permite que los desplazamientos y no la resistencia, gobiernen el proyecto. Posteriormente, en el Capítulo 5, se someterá al grupo de edificios proyectado utilizando el procedimiento anterior, al análisis no lineal aplicando cargas que simulan las acciones sísmicas. Estas cargas, que son del tipo pseudo-estáticas y dinámicas, permiten obtener la respuesta de las estructuras, la cual se evaluará aplicando justamente un conjunto de Estados Límites formulados aplicando los principios del proyecto por prestaciones. Además, la respuesta no lineal permitirá calibrar algunos de los factores aplicados en el proyecto sismorresistente, tales como la ductilidad global, el factor de comportamiento y el factor de redundancia y reserva de resistencia. De la respuesta no lineal se obtienen unos índices de daño tanto a nivel local como global que permiten la evaluación rápida del comportamiento sísmico, así como también la identificación de las zonas en las que se concentra el daño

y que deberán ser reforzadas.

Finalmente y utilizando una serie de umbrales que permiten la definición de los Estados Límite, se aplica un procedimiento de carácter mixto (determinista-probabilista) mediante el cual se calculan las probabilidades de exceder los Estados Límite. Estos procedimientos contemplan el cálculo de las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño, que aplicadas adecuadamente, según el marco conceptual del proyecto por prestaciones, permite a propietarios, ingenieros proyectistas y gerentes gubernamentales trabajar de manera conjunta para obtener un proyecto óptimo en el que se contemplen todas las expectativas y se satisfagan todas las necesidades. Parte de los contenidos presentados en este trabajo pueden consultarse en la página web: <http://ingenieria-sismorresistente.webnode.es/> .



# Índice

<b>Agradecimientos</b>	<b>v</b>
<b>Resumen</b>	<b>vii</b>
<b>1. Proyecto sismorresistente de estructuras</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción . . . . .	1
1.2. Resumen del proyecto sismorresistente . . . . .	1
1.2.1. Objetivo del proyecto sismorresistente . . . . .	2
1.2.2. Etapas del proyecto sismorresistente . . . . .	2
1.3. Métodos de análisis . . . . .	3
1.3.1. Análisis elástico . . . . .	4
1.3.2. Análisis inelástico . . . . .	8
1.4. Proyecto de secciones y nudos . . . . .	20
1.4.1. Detallado de secciones . . . . .	21
1.4.2. Detallado de juntas . . . . .	30
<b>2. Proyecto conceptual y proyecto por prestaciones</b>	<b>35</b>
2.1. Introducción . . . . .	35
2.2. El proyecto conceptual . . . . .	35
2.3. Regularidad estructural . . . . .	38
2.3.1. Regularidad en planta . . . . .	40
2.3.2. Regularidad en elevación . . . . .	44
2.3.3. Defectos conceptuales a nivel local . . . . .	48
2.3.4. Estructuras singulares . . . . .	51
2.4. El proyecto por prestaciones . . . . .	51
2.4.1. Dominios que controlan el proyecto por prestaciones . . . . .	56
2.4.2. Evaluación del proyecto por prestaciones . . . . .	57
2.4.3. El riesgo: cuantificación, aceptación y comunicación . . . . .	59
<b>3. Análisis sísmico de estructuras</b>	<b>61</b>
3.1. Introducción . . . . .	61
3.2. Procedimiento para el análisis sísmico usual . . . . .	61

3.2.1.	Análisis modal espectral . . . . .	62
3.2.2.	Dimensionado sísmico usual . . . . .	63
3.3.	Propuesta para el dimensionado sísmico de estructuras porticadas . . . . .	67
3.3.1.	Propuesta de factores de amplificación de desplazamientos . . . . .	70
3.4.	Ejemplo de aplicación del procedimiento de dimensionado sísmico . . . . .	76
<b>4.</b>	<b>Evaluación de la respuesta sísmica</b>	<b>85</b>
4.1.	Introducción . . . . .	85
4.2.	Parámetros del proyecto sismorresistente . . . . .	85
4.3.	Modelado no lineal . . . . .	87
4.4.	Definición de los casos de estudio . . . . .	88
4.5.	Evaluación de la respuesta estática . . . . .	92
4.5.1.	Determinación de la ductilidad estructural . . . . .	92
4.5.2.	Determinación de la reserva de resistencia . . . . .	94
4.5.3.	Obtención de los umbrales de daño . . . . .	98
4.6.	Evaluación de la respuesta dinámica . . . . .	104
4.6.1.	Periodo elongado de la estructura . . . . .	107
4.6.2.	Deriva global . . . . .	110
4.6.3.	Derivas de plantas . . . . .	112
4.6.4.	Determinación del factor de comportamiento . . . . .	117
4.7.	Índices de daño . . . . .	119
4.7.1.	Índice de local de daño . . . . .	121
4.7.2.	Índice de daño objetivo . . . . .	122
4.8.	Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño . . . . .	125
4.8.1.	Punto por prestaciones . . . . .	126
4.8.2.	Curvas de fragilidad . . . . .	130
4.8.3.	Matrices de probabilidad de daño . . . . .	131
4.9.	Conclusiones de la evaluación de la respuesta sísmica . . . . .	135
<b>Bibliografía</b>		<b>137</b>

# Índice de figuras

1.1. Métodos de análisis aplicados en ingeniería sísmica . . . . .	3
1.2. Cortante en la base y fuerzas sísmicas equivalentes . . . . .	5
1.3. Estructura modelizada como edificio de cortante . . . . .	6
1.4. Espectro de proyecto típico . . . . .	7
1.5. Modelo de Takeda . . . . .	9
1.6. Formación típica de rótulas plásticas, según el análisis mediante plasticidad concentrada . . . . .	10
1.7. Ley de comportamiento tipificada en el FEMA 356 . . . . .	10
1.8. Análisis con empuje incremental aplicado a un pórtico . . . . .	11
1.9. Curva de capacidad y forma idealizada . . . . .	12
1.10. Comparación de los resultados del análisis con empuje incremental convencional y adaptativo . . . . .	13
1.11. Desplazamiento aplicado en la cubierta del edificio, para obtener la respuesta histerética . . . . .	14
1.12. Respuesta dinámica de un edificio . . . . .	15
1.13. Esquema de linealización de Newmark . . . . .	16
1.14. Análisis inelástico dinámico con acelerograma . . . . .	17
1.15. Resultados del análisis dinámico no lineal . . . . .	18
1.16. Determinación de la aceleración del AID . . . . .	18
1.17. Curva de capacidad pseudo-estática y dinámica . . . . .	19
1.18. Curva AID y curva de capacidad . . . . .	19
1.19. Límites de las dimensiones para vigas planas . . . . .	23
1.20. Recomendaciones de armado de vigas según el EC-8 para ductilidad alta . . . . .	25
1.21. Detalle de armado transversal de vigas, con el doblez de los ganchos a 135° . . . . .	25
1.22. Recomendaciones de armado de columnas según el EC-8 para ductilidad alta . . . . .	28
1.23. Recomendaciones para el solape del acero longitudinal para zonas de alta sismicidad . . . . .	29

1.24. Detalle de armado transversal de columnas, con el doblez de los ganchos a 135° . . . . .	29
1.25. Acumulación de armaduras en un nodo típico de estructura porticada . . . . .	32
1.26. Detalle en a) planta y b) alzado del armado típico de una junta exterior viga-columna . . . . .	33
2.1. Mecanismos de edificio de múltiples niveles a) Mecanismo de rotación de vigas y b) Mecanismo de planta baja débil . . . . .	36
2.2. Configuraciones en planta que deben ser evitadas . . . . .	41
2.3. Solución a los problemas de configuración en planta . . . . .	42
2.4. Límite de la relación de esbeltez en planta . . . . .	43
2.5. Distribución simétrica de pantallas en planta . . . . .	43
2.6. Límites a la reducción de plantas con la elevación . . . . .	45
2.7. Ejemplo de plantas crecientes con la altura . . . . .	45
2.8. Masa concentrada en el nivel de cubierta . . . . .	46
2.9. Ejemplo de columna cautiva producido por interacción con elementos secundarios . . . . .	47
2.10. Edificio con columnas cautivas originadas por forjados . . . . .	47
2.11. Interrupción del arriostramiento por supresión de viga . . . . .	48
2.12. Interrupción de la línea de columnas . . . . .	49
2.13. Falta de alineaamiento de las columnas . . . . .	50
2.14. Planta baja débil por ausencia de mampostería . . . . .	50
2.15. Flujograma de la norma de proyecto de Taiwán . . . . .	53
2.16. Estados Límite y demandas asociadas . . . . .	55
2.17. Estados Límite y demandas asociadas . . . . .	58
2.18. Curva de fragilidad en la que la demanda se expresa en términos de la aceleración espectral . . . . .	59
3.1. Respuesta modal del edificio de tres plantas . . . . .	64
3.2. Procedimiento de análisis y proyecto sismorresistente . . . . .	65
3.3. Factores de amplificación de desplazamientos según diferentes normas . . . . .	66
3.4. Procedimiento de dimensionado sísmico . . . . .	68
3.5. Derivas de plantas . . . . .	70
3.6. Factor de amplificación de desplazamientos para sistemas de un grado de libertad . . . . .	71
3.7. Factor de amplificación de desplazamientos para sistemas de un grado de libertad . . . . .	72
3.8. Determinación del factor de amplificación de desplazamientos . . . . .	73
3.9. Factores de amplificación de desplazamientos del análisis no lineal y calculados por fórmulas propuestas . . . . .	76

3.10. Planta de los edificios proyectados . . . . .	78
3.11. Elevaciones de los edificios proyectados . . . . .	79
3.12. Resultados de las derivas de entrespiso para varios IC . . . . .	80
3.13. Derivas del edificio de 6 plantas . . . . .	81
3.14. Detalle de armado de los elementos de pórtico de tres plantas . . . . .	83
4.1. Geometría general de los casos de estudio . . . . .	89
4.2. Pórticos definidos para el análisis no lineal . . . . .	90
4.3. Discretización típica de un pórtico de tres plantas . . . . .	90
4.4. Discretización típica de los elementos . . . . .	91
4.5. Procedimiento de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón . . . . .	92
4.6. Curva de capacidad para la determinación de la ductilidad global . . . . .	93
4.7. Ductilidad global de los pórticos externos proyectados según ACI-318 e IBC2006 con 0,3g . . . . .	94
4.8. Ductilidad global de los pórticos internos proyectados según ACI-318 e IBC2006 con 0,3g . . . . .	95
4.9. Explicación de la reserva de resistencia . . . . .	96
4.10. Parámetros para el cálculo de la reserva de resistencia . . . . .	97
4.11. Espectro de reserva de resistencia pórticos externos . . . . .	98
4.12. Espectro de reserva de resistencia pórticos internos . . . . .	99
4.13. Obtención de los umbrales de daño a partir de la evolución de las derivas . . . . .	101
4.14. Validación del umbral de colapso usando análisis incremental dinámico . . . . .	101
4.15. Umbrales de daño medios de los pórticos externos de tres plantas . . . . .	102
4.16. Umbrales de daño medios de los pórticos externos de seis plantas . . . . .	103
4.17. Umbrales de daño medios de los pórticos externos de nueve plantas . . . . .	103
4.18. Umbrales de daño medios de los pórticos externos de doce plantas . . . . .	103
4.19. Sismo sintético para evaluar la respuesta dinámica . . . . .	105
4.20. Espectros de respuesta y espectro elástico de proyecto . . . . .	105
4.21. Intensidad de Arias . . . . .	105
4.22. Flujo de energía . . . . .	106
4.23. Ordenadas espectrales obtenidas con los periodos elásticos y elongados de proyecto . . . . .	108
4.24. Periodos elásticos y elongados de proyecto . . . . .	109
4.25. Medias y valores calculados del periodo elongado . . . . .	110
4.26. Derivas globales edificio de 6 plantas y 3 vanos . . . . .	111
4.27. Derivas globales edificio de 9 plantas y 3 vanos . . . . .	112

4.28. Derivas globales medias del edificio de 3 plantas . . . . .	112
4.29. Derivas globales calculadas para los diferentes acelerogramas aplicados . . . . .	113
4.30. Derivas de plantas del edificio de 3 niveles para terremoto con probabilidad de excedencia de 50 % en 50 años . . . . .	113
4.31. Derivas de plantas del edificio de 3 niveles para terremoto con probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años . . . . .	114
4.32. Derivas de plantas del edificio de 3 niveles para terremoto con probabilidad de excedencia de 2 % en 50 años . . . . .	114
4.33. Valores medios de las derivas calculadas para un terremotos con un a probabilidad de excedencia del 50 % en 50 años . . . . .	114
4.34. Valores medios de las derivas calculadas para un terremotos con un a probabilidad de excedencia del 10 % en 50 años . . . . .	115
4.35. Valores medios de las derivas calculadas para un terremotos con un a probabilidad de excedencia del 2 % en 50 años . . . . .	115
4.36. Derivas del edificio de 6 plantas para un terremoto con probabilidad de excedencia de 50 % en 50 años . . . . .	116
4.37. Derivas del edificio de 6 plantas para un terremoto con probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años . . . . .	116
4.38. Derivas del edificio de 6 plantas para un terremoto con probabilidad de excedencia de 2 % en 50 años . . . . .	117
4.39. Cálculo del factor de comportamiento $q$ a partir del análisis incremental dinámico . . . . .	118
4.40. Valores del factor de comportamiento para los edificios proyectados conforme al ACI-318 e IBC-2006 . . . . .	119
4.41. Índice local de daño calculado para el pórtico de 6 plantas en el umbral del colapso . . . . .	122
4.42. Parámetros para el cálculo del índice de daño objetivo a partir de la curva de capacidad . . . . .	123
4.43. Modelos de comportamiento: plasticidad y daño . . . . .	124
4.44. Ejemplo de evolución del ID con la deriva global . . . . .	126
4.45. Determinación del desplazamiento del punto por prestaciones . . . . .	127
4.46. Evaluación de la respuesta sísmica mediante el punto por prestaciones . . . . .	129
4.47. Curvas de fragilidad pórtico externo del edificio de 3 plantas . . . . .	131
4.48. Curvas de fragilidad pórtico externo del edificio de 6 plantas . . . . .	131
4.49. Curvas de fragilidad pórtico externo del edificio de 9 plantas . . . . .	132
4.50. Curvas de fragilidad pórtico externo del edificio de 12 plantas . . . . .	132
4.51. Matrices de probabilidad de daño pórticos externos del edificio de 3 plantas . . . . .	133
4.52. Matrices de probabilidad de daño pórticos externos del edificio de 6 plantas . . . . .	133

---

4.53. Matrices de probabilidad de daño pórticos externos del edificio de 9 plantas . . . . .	134
4.54. Matrices de probabilidad de daño pórticos externos del edificio de 12 plantas . . . . .	134



# Índice de Tablas

1.1. Comparación de los niveles de proyecto del EC y de las normas de Estados Unidos . . . . .	21
3.1. Valores de la deriva global previos al colapso . . . . .	69
3.2. Índice de columnas calculados para diferente número de plantas y de vanos . . . . .	78
3.3. Combinación lineal de los desplazamientos elásticos . . . . .	79
3.4. Índice de columnas calculados según ACI-318 para 0,3g . . . . .	82
3.5. Índice de columnas calculados según ACI-318 para 0,4g . . . . .	82
3.6. Índice de columnas calculados según EC-8 para 0,3g . . . . .	82
4.1. Valores de la ductilidad $\mu$ de los edificios estudiados . . . . .	93
4.2. Valores de reserva de resistencia calculados en investigaciones previas . . . . .	96
4.3. Umbrales de daño aplicados en la evaluación de la respuesta pseudo estática . . . . .	100
4.4. Estados Límite y niveles de amenaza . . . . .	104
4.5. Características de los sismos sintéticos utilizados en los análisis	106
4.6. Umbrales de daño aplicados en la evaluación de la respuesta dinámica . . . . .	107
4.7. Períodos elásticos de los edificios estudiados . . . . .	107
4.8. Comparación de valores calculados y prescritos de los factores de comportamiento $q$ . . . . .	118



# Capítulo 1

## Proyecto sismorresistente de estructuras

### 1.1. Introducción

En este capítulo se abordan los aspectos del proyecto sismorresistente actual, conforme a los enfoques existentes en las normas modernas. Se exponen los diferentes métodos de análisis empleados tanto para el proyecto de nuevas estructuras como para la evaluación del comportamiento de las existentes; estos métodos se fundamentan en procedimientos elásticos e inelásticos, permitiendo el análisis bajo cargas estáticas y dinámicas. Estos procedimientos permiten determinar la demanda sísmica directa sobre los elementos, que son usualmente proyectados siguiendo prescripciones normativas enfocadas en resistencia. Todo el proceso se concluye con el dimensionado definitivo y el detallado de cada elemento.

### 1.2. Resumen del proyecto sismorresistente

El proyecto sismorresistente de las estructuras tiene como principal objetivo garantizar que estas no colapsen cuando son sometidas a la acción de movimientos sísmicos fuertes. La evolución del conocimiento, aunada con el progreso en las herramientas de análisis han permitido que el proyecto sismorresistente se presente de una forma más diáfana y directa. Sin embargo, aun persisten algunos aspectos del proyecto sismorresistente que tienen orígenes no muy claros o que simplemente conducen a resultados que no son del todo convincentes. Seguidamente se presenta un resumen sucinto de los aspectos del proyecto sismorresistente actual más resaltantes, conforme a como son planteados en las normas actuales.

La evolución que ha sufrido el proyecto sismorresistente ha llevado a pasar del concepto de los coeficientes sísmicos, que no era otra cosa que considerar

la acción sísmica como un porcentaje de la masa de la estructura afectada por una aceleración, hasta llegar al proyecto por prestaciones, en el que se fijan los niveles de comportamiento que se espera que alcance una estructura bajo la acción de terremotos de diferentes intensidades.

### 1.2.1. Objetivo del proyecto sismorresistente

La filosofía contenida en la mayoría de las normas sismorresistentes, aunque no siempre bien declarada en su articulado, consiste en propiciar un proyecto que produzca estructuras que sobrevivan con daños menores bajo la acción de terremotos frecuentes y colapsen sin producir pérdidas humanas cuando son sometidas a la acción de terremotos de rara ocurrencia. Este es precisamente el fundamento de aplicación de los Estados Límite de comportamiento.

Sin embargo, este objetivo frecuentemente no está muy claro, o simplemente no se permite al proyectista aplicar directamente los cambios necesarios para controlar si la estructura sobrepasará o no cualquiera de los dos estados límite.

Las lecciones aprendidas después de la observación de los daños causados por los terremotos durante la década de 1990, han permitido corregir errores o reafirmar convicciones que anteriormente solo aparecían como recomendaciones normativas, pero que no habían sido validadas. Muchas de las correcciones normativas introducidas hasta la fecha, apuntan a dar mayor preponderancia al proyectista a la hora de decidir sobre la aplicación de determinados procedimientos de análisis, en lugar de prescribir recomendaciones de uso general comunes para todos los casos.

### 1.2.2. Etapas del proyecto sismorresistente

En el proyecto sismorresistente hay que distinguir diferentes etapas:

- Proyecto conceptual
- Análisis sísmico
- Proyecto sismorresistente de secciones y nodos

Además de las etapas anteriores, existe una etapa adicional que contempla la revisión de la respuesta sísmica de la estructura. Esta etapa no se requiere desde el punto de vista normativo, sin embargo en el Capítulo 4 se expone a la luz del análisis no lineal de un conjunto de edificios porticados de hormigón armado, proyectados para una amenaza sísmica alta.

En este capítulo se introducen de forma resumida las características de los métodos de análisis aplicados para el proyecto sismorresistente. El análisis de la estructura se lleva a cabo incluyendo las cargas de gravedad y las

cargas sísmicas. Las cargas sísmicas se obtienen del análisis espectral o mediante la aplicación de acelerogramas obtenidos de registros de eventos sísmicos importantes y compatibles con las características de sitio o mediante acelerogramas sintéticos, compatibles con los espectros elásticos de proyecto. Cabe indicar que esta labor no es trivial y que de ella depende el éxito del análisis, puesto que la demanda sísmica debe ser representativa de la filosofía de proyecto que se aplique y sobre todo, de la amenaza del emplazamiento de la estructura.

### 1.3. Métodos de análisis

Los métodos de análisis aplicados en la determinación de la respuesta sísmica dependen de la regularidad de la estructura y del nivel de amenaza sísmica (DiSarno y Elnashai, 2008). Estos métodos proporcionarán determinados datos que permitirán proyectar nuevas estructuras y evaluar existentes.

Los métodos de análisis pueden clasificarse de acuerdo con la ley de comportamiento: elástica o inelástica. Pero también estos métodos se clasifican según el tipo de cargas aplicadas: estáticos y dinámicos. Además, dependiendo de la regularidad de la estructura, puede llegar a requerirse de análisis plano o tridimensional. Lógicamente, entre todas las posibilidades puede llegar a producirse diversas combinaciones del tipo de análisis, el cual será más o menos costoso desde un punto de vista computacional, dependiendo del nivel de refinamiento requerido. En la Figura 1.1 se pueden apreciar los tipos de análisis comunmente utilizados en la determinación de la capacidad y el proyecto de estructuras.

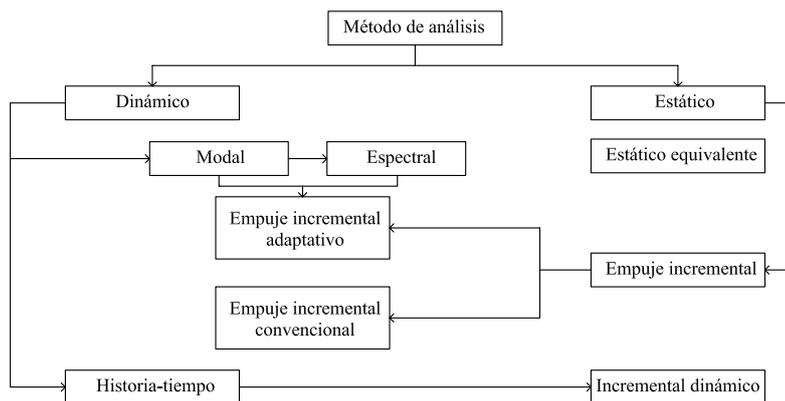


Figura 1.1: Métodos de análisis aplicados en ingeniería sísmica

Cabe indicar que las normas sismorresistentes actuales prescriben procedimientos de análisis y proyecto con base en fuerzas, esto es, análisis cuya

aplicación se realiza mediante el cálculo de fuerzas sísmicas equivalentes y el correspondiente proyecto cuyo principal objetivo es lograr que los elementos estructurales satisfagan los requisitos de resistencia, resultantes generalmente del análisis elástico. Por esta razón, se afirma que el proyecto sismorresistente convencional es controlado por resistencia (seccional y global).

Seguidamente se presenta una breve descripción de los métodos de análisis. Primero que nada, se estudiarán los análisis que se aplican previos al proyecto de las estructuras. Estos son los más condicionados por la regularidad estructural y se fundamentan en la teoría elástica. Más adelante se explicarán los tipos de análisis que permiten la evaluación de la capacidad sismorresistente de las estructuras, cuya principal característica es que consideran la respuesta no lineal.

### **1.3.1. Análisis elástico**

Como ya se ha explicado, el análisis elástico contempla un comportamiento lineal para todos los materiales que constituyen los elementos de la estructura. Se puede aplicar tanto para cargas estáticas como para cargas dinámicas. Es el análisis más sencillo y computacionalmente menos costoso, además de que no requiere de un pre-proceso muy elaborado como en el caso del análisis no lineal.

Este tipo de análisis es el que se encuentra prescrito en la mayoría de las normas sismorresistentes y suele abarcar una amplia gama de estructuras, desde las más sencillas hasta las más complejas, desde el punto de vista de la regularidad. Dependiendo de las cargas sísmicas aplicadas, el análisis puede ser estático o dinámico.

#### **1.3.1.1. Análisis estático elástico**

El análisis estático es el más sencillo que se aplica a las estructuras que se proyectan para tener comportamiento sismorresistente. Tiene una variante que conserva la sencillez del análisis que consiste en calcular las fuerzas sísmicas equivalentes, calculadas mediante la determinación previa de un coeficiente sísmico con el que se obtiene el cortante en la base apartir del producto de este coeficiente por el peso sísmico de la estructura analizada. El coeficiente sísmico puede determinarse a partir de valores prescritos en las normas para los diferentes tipos estructurales o mediante la aplicación de espectros de proyecto inelásticos, usando para esto el período fundamental o período del primer modo de vibración de la estructura. El período fundamental suele calcularse de manera aproximada mediante expresiones empíricas que dependen, por ejemplo del número de plantas de la estructura o de la altura total de la misma.

El análisis es plano, por lo que el cortante en la base se distribuye entre los pórticos de una dirección de manera proporcional a la rigidez de los

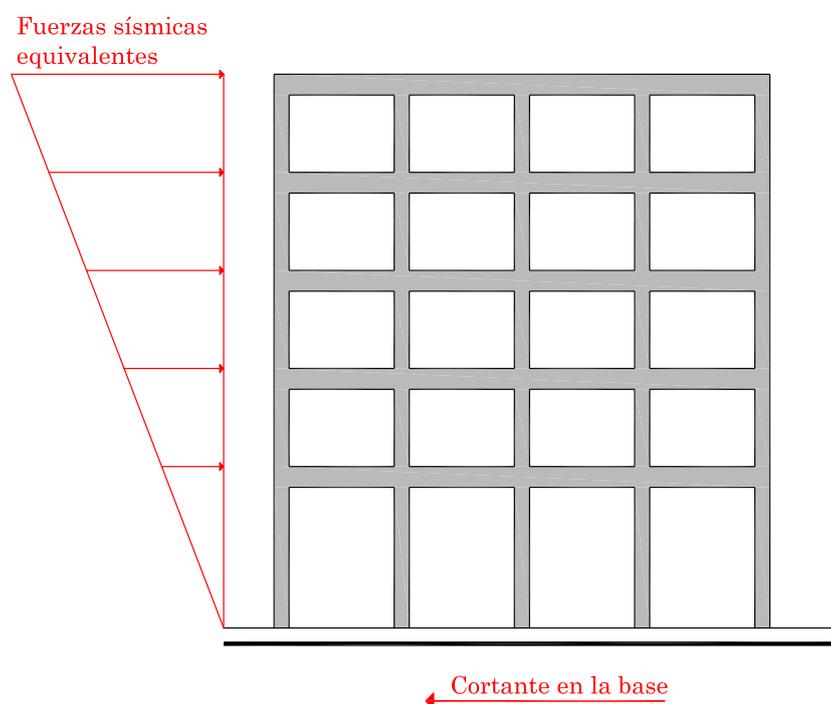


Figura 1.2: Cortante en la base y fuerzas sísmicas equivalentes

mismos, Figura 1.2. En cada pórtico la distribución de las fuerzas sísmicas se ajusta a la distribución típica que muestran los edificios regulares, por tanto corresponde aproximadamente a un patrón creciente con la altura. Esta característica limita fuertemente el campo de aplicación de este método, ya que no se recomienda para estructuras cuya irregularidad pudiese propiciar una respuesta dinámica influenciada por los modos superiores de vibración.

Del análisis se obtienen los esfuerzos máximos de cada elemento estructural, mediante la ponderación de las cargas conforme a una serie de combinaciones normativas. También se obtienen los máximos desplazamientos que permiten controlar el proyecto.

### 1.3.1.2. Análisis dinámico elástico

El análisis dinámico elástico es uno de los más usuales. Las normas de proyecto sismorresistente lo recomiendan para aquellas estructuras cuya irregularidad no permite que sean modelizadas mediante el análisis estático elástico. Sin embargo su campo de aplicación se limita cuando la estructura analizada no dispone de elementos horizontales rígidos en el plano, que permitan simplificar el análisis mediante la hipótesis de forjado infinitamente rígido en el plano, también conocido como diafragma rígido. En el caso de que

el forjado no abarque completamente la planta de la estructura o que tenga características que no permitan considerarlo infinitamente rígido, los nodos correspondientes a las juntas viga-columna de una misma planta, tendrán desplazamientos y rotaciones en el plano, por tanto será necesario aplicar análisis por elementos finitos considerando los desplazamientos independientes de cada nodo.

El análisis dinámico elástico normativo se fundamenta en los resultados del análisis modal-espectral. Este último consiste en modelizar la estructura como si se tratase de un edificio de cortante, en el cual las masas de cada planta se concentran en un nodo, las columnas de cada planta en una sola columna que conecta a estos y los amortiguadores equivalentes a nivel de cada planta, ver Figura 1.3.

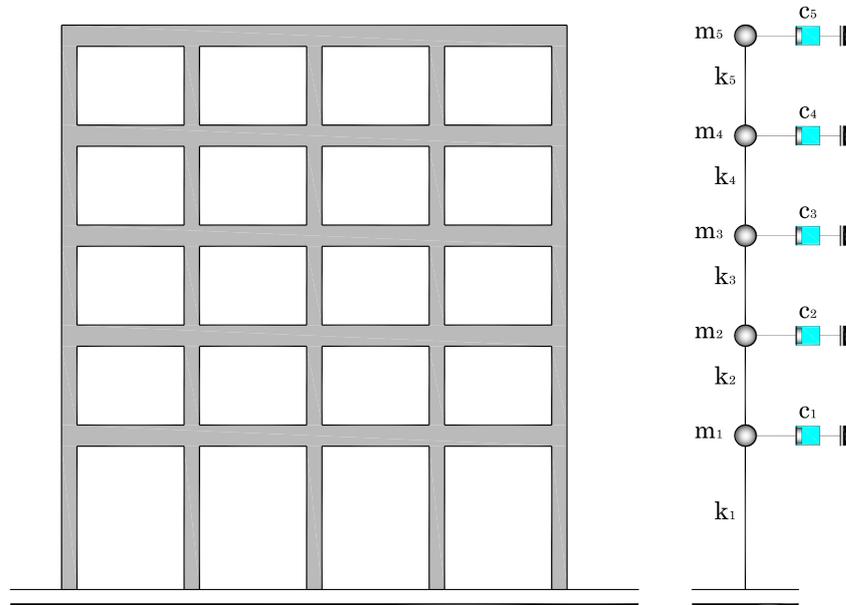


Figura 1.3: Estructura modelizada como edificio de cortante

Es necesario indicar que esta es la forma más sencilla de obtener la respuesta modal espectral, pero que también se puede obtener aplicando análisis mediante elementos finitos en el que se restringen los desplazamientos de los nodos de la misma planta mediante la utilización de un nodo maestro (ubicado en el centro geométrico de la planta) al cual se vinculan los desplazamientos del resto de los nodos de la planta. Los valores de los periodos calculados mediante este último método son generalmente mayores que los obtenidos mediante la modelización como edificio de cortante, debido a la gran rigidez de estos.

Cada modo es caracterizado por una frecuencia natural  $\omega$  obtenida al resolver el problema de autovalores y autovectores que se genera al aplicar la ecuación de equilibrio dinámico. A partir de los valores de las frecuencias naturales se calculan los períodos de cada modo de vibración, con los que se obtienen los valores de la aceleración espectral utilizando el espectro inelástico de proyecto correspondiente al tipo de suelo y a la amenaza símica del emplazamiento de la estructura, en la Figura 1.4 se muestra un espectro típico utilizado en la determinación de acciones sísmicas, nótese que con el período se determina el valor de la aceleración de proyecto, valor que puede ser reducido mediante la aplicación del factor de comportamiento  $q$ .

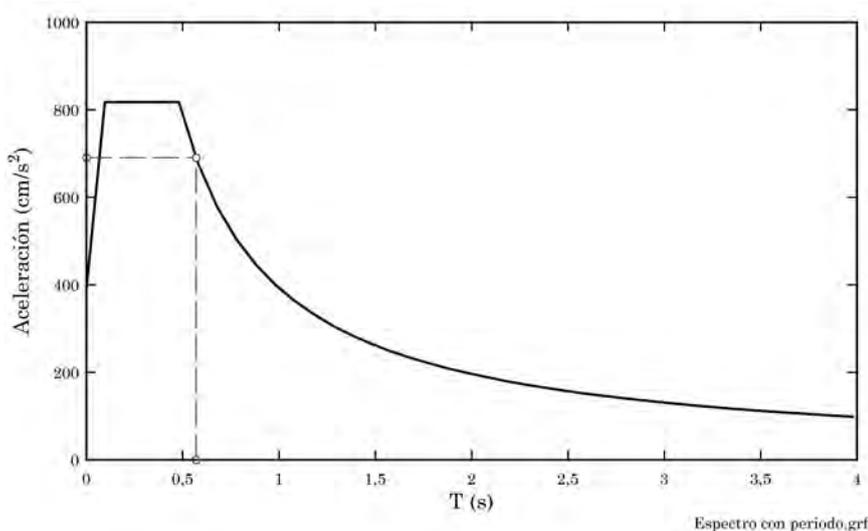


Figura 1.4: Espectro de proyecto típico

La aceleración espectral permite calcular el cortante en la base de cada modo y con este se obtienen las fuerzas sísmicas de plantas, mediante la distribución del cortante en la base siguiendo un patrón que responde a la distribución de desplazamientos modales. Los resultados se deben combinar siguiendo el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS por sus siglas en inglés) o el método de la combinación cuadrática completa (CQC). En el caso de un edificio con  $n$  plantas, el análisis proporciona un número de  $n$  modos, sin embargo no es necesario que todos los modos sean considerados en el cálculo, basta que satisfagan el criterio de que proporcionen un 95% del *factor de participación modal*.

También es posible aplicar análisis dinámico mediante señales que excitan las cimentaciones de la estructura, denominado como análisis elástico de historia-tiempo. Este tipo de análisis es muy útil para la determinación de los desplazamientos elásticos y en algunos casos permite la evaluación del estado límite de servicio de los elementos que conforman la estructura. A

partir de los desplazamientos elásticos se puede evaluar el valor de las derivas inelásticas, amplificándolas mediante la aplicación de coeficientes que son función de la ductilidad o del factor de comportamiento. Este tipo de análisis permite también conocer el periodo fundamental de la estructura mediante la evaluación de la respuesta dinámica utilizando el espectro de transformada de Fourier.

### 1.3.2. Análisis inelástico

La posibilidad de realizar análisis inelástico ha debido a los significativos avances producidos en el desarrollo de los ordenadores. De esta forma ha podido incrementarse la capacidad de almacenamiento de datos y la velocidad de procesamiento de resultados se ha mejorado notablemente. Aunado a esto, el desarrollo de códigos de análisis más eficientes, aplicando técnicas aproximadas como por ejemplo el método de los elementos finitos o de las diferencias finitas, ha colaborado en la implementación de las características de la respuesta no lineal. Es necesario recordar que la no linealidad de las estructuras tiene dos fuentes: una que tiene que ver con el comportamiento de los materiales que conforman la estructura y que se conoce como *no linealidad constitutiva* y la otra que tiene que ver con el comportamiento no lineal cuando ocurren grandes desplazamientos, denominada *no linealidad geométrica*.

El análisis inelástico permite obtener la respuesta de las estructuras cuando éstas han dejado de comportarse conforme a una relación lineal. Es especialmente útil en la evaluación de las estructuras sismorresistentes, dado que bajo altas aceleraciones del suelo las estructuras incursionan en el rango de comportamiento no lineal, haciendo que los resultados del análisis elástico sean insuficientes o su campo de aplicación sea más limitado.

El análisis no lineal tuvo desde un principio como objetivo fundamental la evaluación de la capacidad de estructuras existentes. Así se propusieron modelos capaces de reproducir el comportamiento global mediante leyes de comportamiento sencillas que se ajustaban mediante ensayos de laboratorio.

Cabe indicar que el análisis no lineal ha evolucionado a partir del desarrollo de modelos sencillos que permitían capturar el comportamiento global, como por ejemplo ocurrió a principio de la década de 1970 con el modelo de Takeda (Takeda et al., 1970), véase la Figura 1.5. Estos modelos tuvieron como principal objetivo el de simular el comportamiento elastoplástico de las estructuras para evaluar los valores de los factores de comportamiento. Así y paralelamente con la evolución de las técnicas de elementos finitos, se han desarrollado dos enfoques diferentes de análisis no lineal: el de inelasticidad concentrada y el de inelasticidad distribuida.

Los métodos de inelasticidad concentrada permiten modelizar el comportamiento de las estructuras mediante sistemas de elementos que se conectan

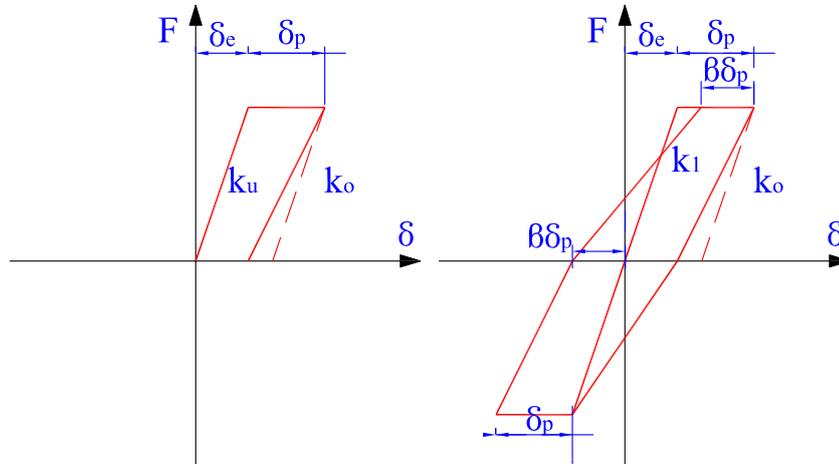


Figura 1.5: Modelo de Takeda

mediante nodos que se comportan de forma no lineal. Estos nodos son ubicados en aquellos puntos de las estructuras que son susceptibles de ser dañados bajo la acción de cargas severas, en el caso de estructuras bajo cargas sísmicas estos puntos se ubican en las proximidades de las juntas viga columna o en los extremos superiores e inferiores de las columnas como puede apreciarse en la Figura 1.6.

El comportamiento de las rótulas responde a una ley predeterminada que obedece a su vez a las propiedades geométricas y mecánicas de la sección transversal del elemento. En la Figura 1.7 se muestra la representación típica de la ley de comportamiento de una rótula plástica, en este caso la ley de comportamiento tipificada en el FEMA (FEMA356, 2000), en la que pueden apreciarse una serie de Estados Límite que evolucionan con el desplazamiento o la rotación. Esta ley se determina considerando el comportamiento no lineal de elementos sencillos cuyo fallo es conocido mediante pruebas de laboratorio, por tanto es necesario realizar ajustes dependiendo de los cambios introducidos tanto a nivel seccional como a nivel de configuración general, puesto que este último pudiese llegar a inducir modificaciones en el comportamiento o incluso el fallo de ciertos elementos estructurales. Una de las principales críticas que se le pueden realizar a este tipo de análisis se fundamentan precisamente en sus dos características principales, ya que se prescriben tanto la ubicación como la ley de comportamiento de las rótulas plásticas, quedando por determinar únicamente la secuencia en que éstas aparecen cuando actúan las cargas sísmicas. El procedimiento de análisis permite obtener de forma adecuada el cortante en la base de plastificación y el cortante en la base máximo, pero suele ser inadecuado para obtener

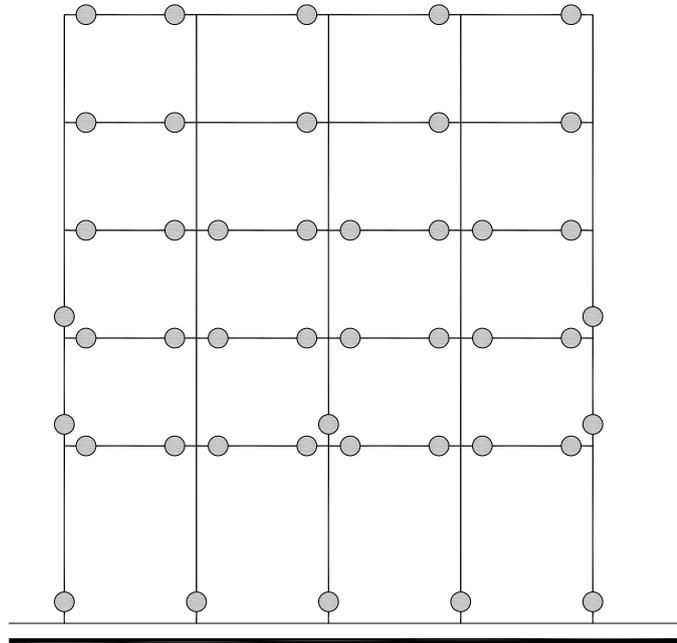


Figura 1.6: Formación típica de rótulas plásticas, según el análisis mediante plasticidad concentrada

el desplazamiento último, valor necesario para poder calibrar la ductilidad global de la estructura.

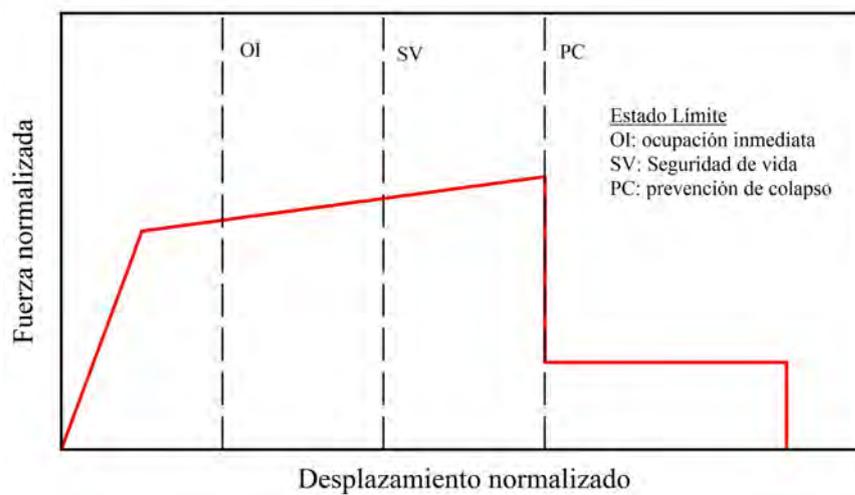


Figura 1.7: Ley de comportamiento tipificada en el FEMA 356

Uno de los grandes méritos que se le pueden asignar a los métodos de plasticidad concentrada es el de haber permitido desarrollar el procedimiento de análisis inelástico con empuje incremental, conocido como Pushover analysis. Este tipo de análisis se describe a continuación.

### 1.3.2.1. Análisis inelástico con empuje incremental

Este tipo de análisis se fundamenta en la aplicación pseudo estática (independiente del tiempo) y monótona de las fuerzas laterales equivalentes a los sismos o de los desplazamientos inducidos por estos. Dependiendo de cómo se aplique el procedimiento, se dice que el análisis es con control de fuerzas o con control de desplazamientos. Para ello es necesario definir un patrón de fuerzas o desplazamientos que simulen la distribución de las fuerzas sísmicas equivalentes. Una de las soluciones mayormente aceptadas consiste en asumir que el patrón de fuerzas o desplazamientos obedece a una distribución creciente con la altura, lo que equivale a una distribución triangular. Esta distribución es aproximadamente la misma que se obtiene para el primer modo de vibración, véase la Figura 1.8.

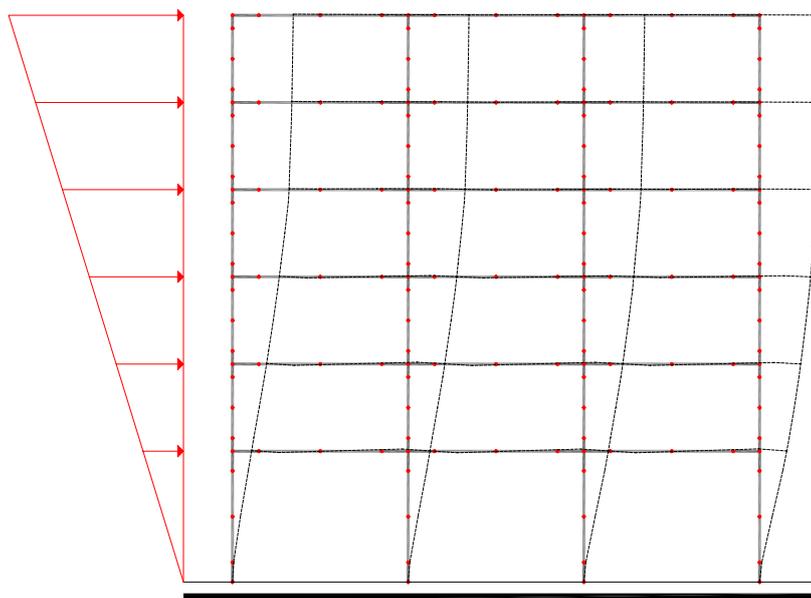


Figura 1.8: Análisis con empuje incremental aplicado a un pórtico

Todas las fuerzas o desplazamientos laterales se inicializan en cero. Se van incrementando de manera secuencial, pasando por una serie de incrementos en los que el comportamiento es elástico, hasta que llegados a un incremento, se produce la primera plastificación, en la que se pierde tanto la rigidez como la resistencia lateral original y el excedente de momento del

paso siguiente deberá ser absorbido por los elementos vecinos. De esta forma, se continuarán plastificando las demás secciones de los elementos de la estructura, hasta que llegado cierto incremento la resistencia lateral global ya no se incremente más, alcanzándose un *comportamiento plástico global*, cuyo desarrollo dependerá si la estructura es dúctil o frágil. De esta forma se observarán desplazamientos más o menos grandes sin un incremento sustancial de las acciones laterales. En este punto vale la pena indicar que los métodos de resolución con control de desplazamiento son más efectivos, puesto que al alcanzado el punto de plasticidad global se llega a un punto de singularidad a partir del cual el procedimiento con base en fuerzas puede dejar de converger, puesto que para un mismo incremento de fuerzas puede alcanzarse más de un desplazamiento que satisfaga las ecuaciones globales de equilibrio. En la Figura puede apreciarse la curva de capacidad obtenida del análisis de un pórtico regular. Obsérvese que la curva de capacidad ha sido idealizada aplicando un procedimiento simplificado mediante el cual se igualan las energías de la curva real y la ideal (Park, 1988). En la Figura 1.9 se muestra una curva de capacidad típica del análisis de una estructura porticada dúctil; sobre esta curva se ha trazado la forma idealizada siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, siendo evidente la compensación de las áreas obtenida con esta forma idealizada.

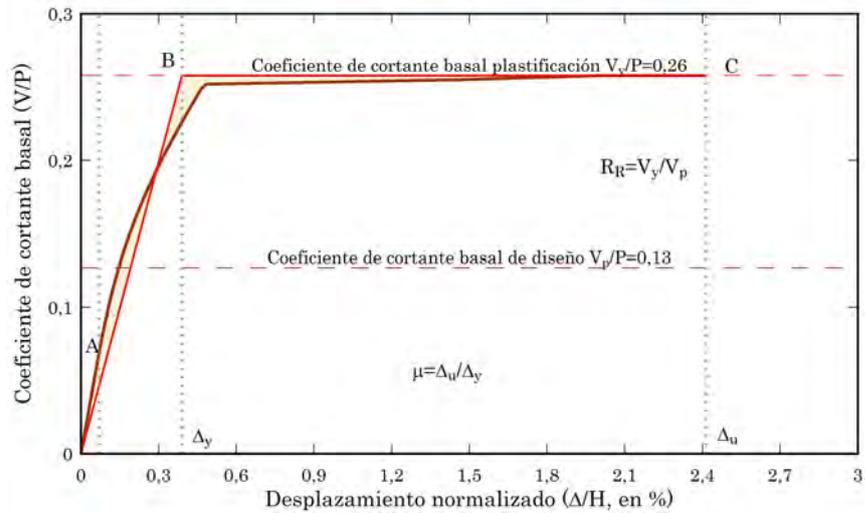


Figura 1.9: Curva de capacidad y forma idealizada

Existe una variante del análisis con empuje incremental. Consiste en considerar el cambio de la rigidez que se produce a medida que las cargas laterales se incrementan. Conforme se van produciendo daños y plastificaciones de los elementos de hormigón armado que conforman la estructura, las rigideces de esos elementos se va modificando, produciendo una modificación de la rigidez global de la estructura. Esta reducción obviamente es no lineal, por

lo que la estructura en los diferentes incrementos de carga irá adquiriendo diferentes periodos de vibración y patrones modales de desplazamiento. El método lo que hace es considerar estas modificaciones en cada incremento de carga, modificando en consecuencia el patrón de cargas laterales, haciéndolas coincidir con el patrón de desplazamientos de la forma modal. En cada paso de carga se calcula un cortante en la base, el cual tiene asociado un desplazamiento del nodo de control escogido.

El método así aplicado pasa a conocerse como análisis con empuje incremental adaptativo. En el caso de estructuras uniformes dúctiles de hormigón armado los resultados obtenidos mediante el análisis con empuje incremental convencional y el adaptativo difieren muy poco. El campo de aplicación de este método interesa sobre todo en el análisis de estructuras con irregulares y de baja ductilidad.

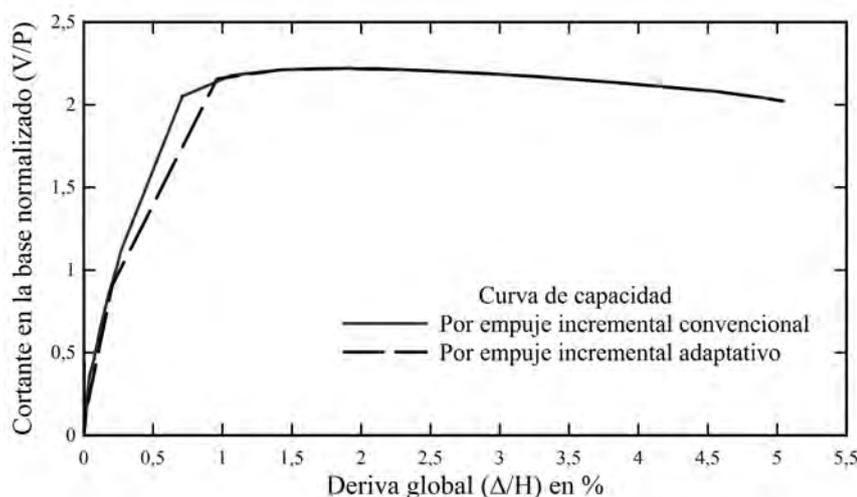


Figura 1.10: Comparación de los resultados del análisis con empuje incremental convencional y adaptativo

En la Figura 1.10 se muestra la comparación de los resultados del análisis con empuje incremental convencional y adaptativo. Nótese que las curvas de capacidad difieren ligeramente únicamente en el umbral de plastificación global, mientras que el resto de los valores son prácticamente iguales.

Otra de las alternativas dentro de este tipo de análisis es el denominado análisis con empuje incremental modal (Modal Pushover) que consiste en aplicar patrones de fuerzas laterales partiendo de las formas modales de un determinado número de modos. Las fuerzas y desplazamientos se calculan en cada incremento de carga mediante los métodos de combinaciones SRSS o CQC, Chopra y Goel (Chopra y Goel, 2002).

### 1.3.2.2. Análisis inelástico dinámico

El análisis inelástico dinámico es el más completo y que puede proporcionar información sobre las características de la respuesta de una estructura frente a acciones sísmicas, sin embargo este tipo de análisis es el más costoso computacionalmente hablando. Para realizarlo se requiere del modelado de la estructura, que puede efectuarse mediante métodos de plasticidad concentrada o distribuida. A la hora de definir la acción dinámica se puede utilizar una función del tiempo o un acelerograma, pudiendo ser éste último un registro de un terremoto o un acelerograma sintético. En el capítulo 4 se profundizará sobre la definición de la acción dinámica de cara a la evaluación de la respuesta sísmica.

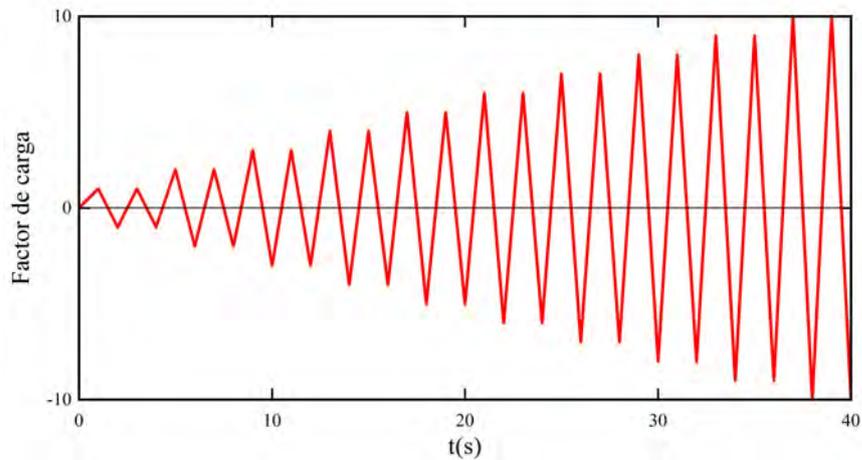


Figura 1.11: Desplazamiento aplicado en la cubierta del edificio, para obtener la respuesta histerética

El análisis dinámico que se realiza con una función del tiempo como la que se muestra en la Figura 1.11, permite estudiar la forma general de la respuesta histerética, indicando la forma cómo la estructura disipa energía. Para llevarlo a cabo se debe definir una función polinómica, de signos alternantes que representa el desplazamiento aplicado en alguno de los nodos de la estructura, que ha sido previamente cargada con las acciones de gravedad transformadas en cargas puntuales nodales. En la Figura 1.12 se muestran los resultados del análisis, observándose la estabilidad de los ciclos de histéresis, que evidencia que la estructura tiene una capacidad de disipar energía de forma dúctil. Además, en esta Figura se aprecia que el análisis dinámico permite obtener el valor del desplazamiento máximo para el cual ocurre el colapso de la estructura. Este desplazamiento suele obtenerse en el punto en el que la estructura alcanza el máximo cortante en la base. A partir de este desplazamiento el cortante en la base de los ciclos siguientes se reduce.

Dentro del análisis inelástico dinámico que se realiza con acelerogramas,

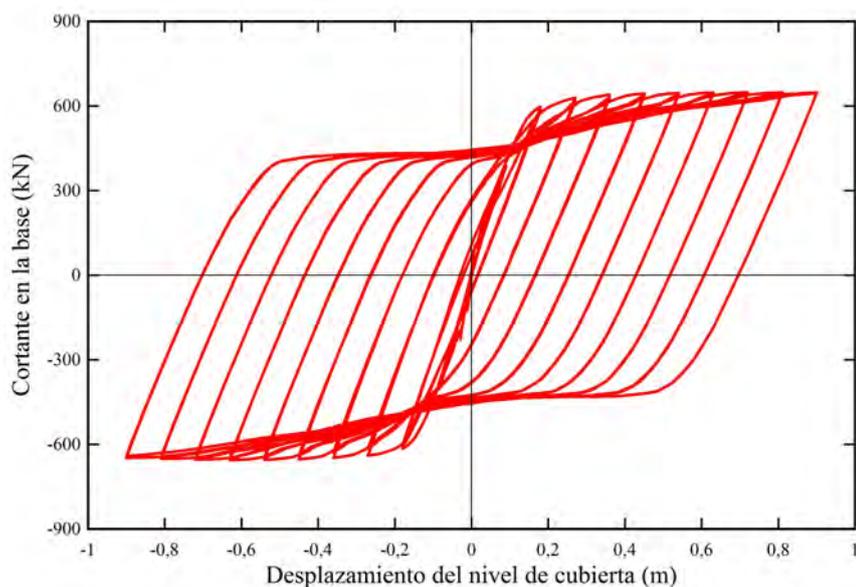


Figura 1.12: Respuesta dinámica de un edificio

es posible distinguir el que se realiza con un solo acelerograma y con un grupo de estos. Dada la variabilidad de los terremotos tanto en duración como en contenido frecuencial, es recomendable utilizar siempre un grupo de acelerogramas, seleccionados conforme a su compatibilidad con las características geotécnicas del sitio de emplazamiento. La acción sísmica se aplica en los extremos apoyados de los edificios, dejando libre el grado de libertad en la dirección de la acción. Las cargas sobre la estructura se modelizan como masas concentradas en los nodos de unión de las vigas y las columnas. La respuesta no lineal se obtiene bajo el esquema de linearización de Newmark (Newmark, 1959), que permite obtener el equilibrio dinámico de forma iterativa, ver Figura 1.13.

En la Figura 1.14 se muestra un pórtico deformado por la acción sísmica transmitida como una aceleración en la base para un instante  $t$ . Obsérvese que la forma de la estructura muestra que para ese instante la estructura tiene una respuesta que corresponde al segundo modo de vibración.

También es posible distinguir entre los acelerogramas que se usan con un valor fijo de aceleración máxima y aquellos que son progresivamente escalados hasta alcanzar determinados niveles de respuesta que se interesa estudiar. Entre estos últimos encontramos el análisis realizado para diferentes Estados Límite con aceleración máxima asociada y el análisis incremental dinámico. Vale la pena detenerse en estos dos tipos de análisis.

El análisis dinámico para estados límites se fundamenta en la definición del acelerograma a partir de un valor probable de aceleración máxima asociado con el lugar de emplazamiento de la estructura. De esta manera es

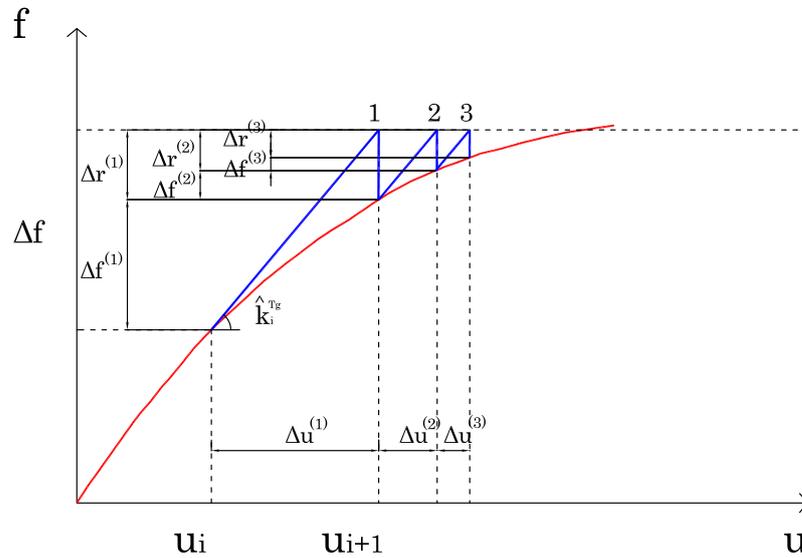


Figura 1.13: Esquema de linealización de Newmark

posible definir acelerogramas que producirán determinados desplazamientos y por tanto determinados niveles de daño, pudiendo evaluarse con este análisis la efectividad del proyecto sismorresistente. Para cada acelerograma y para cada nivel de aceleración máxima, se obtiene el valor máximo de la respuesta que suele estar expresado en desplazamientos relativos del nivel de cubierta o de las diferentes plantas del edificio. En la Figura 1.15 se muestran los resultados del análisis dinámico no lineal de una estructura en la que se han graficado los desplazamientos de las plantas vs. el tiempo. Nótese que los valores de los desplazamientos se incrementan con el tiempo y que además es notable que la estructura ha sufrido tanto daño como plastificación en sus elementos ya que las oscilaciones comienzan alrededor de la posición de equilibrio, desplazándose luego a una nueva posición de signo negativo. También puede observarse que se producen diferentes valores de derivas en las plantas del edificio.

El análisis incremental dinámico (AID) es una variante del anterior, ya que considera la aplicación de un conjunto de acelerogramas, sin embargo se diferencia de este en que el escalado se inicia desde un valor de aceleración máxima igual a la aceleración de proyecto. Como con este valor seguramente no se logrará que se produzca la plastificación global, se toma el valor máximo de los parámetros de evaluación, que puede ser la deriva global, las derivas de plantas, la velocidad o la aceleración relativa en un punto específico de la estructura y se grafica contra el valor de la aceleración máxima que lo produjo.

En el paso siguiente se incrementan los valores de las ordenadas del

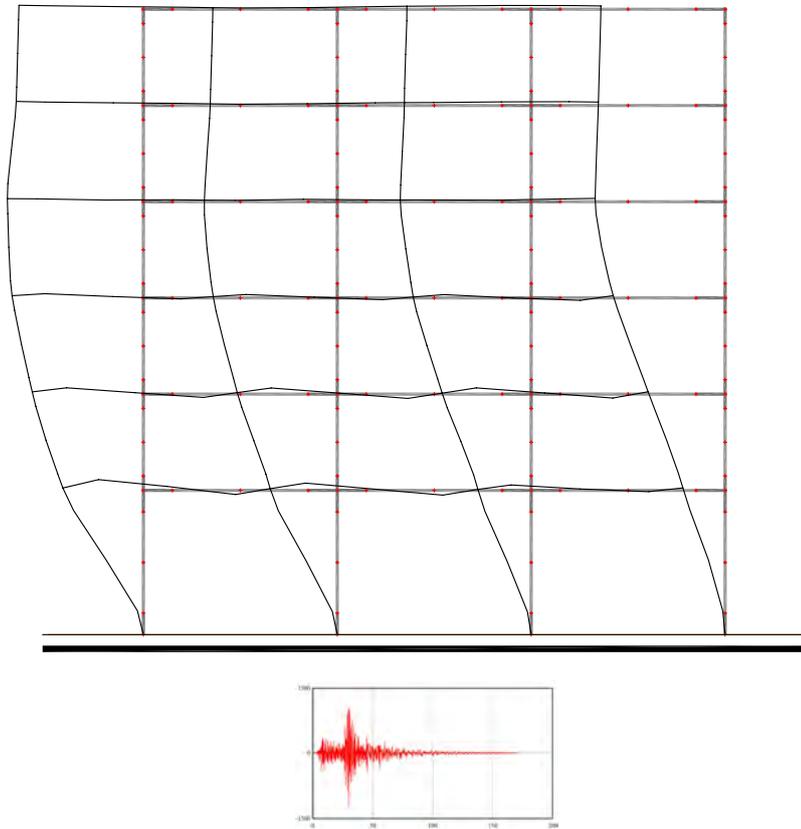


Figura 1.14: Análisis inelástico dinámico con acelerograma

acelerograma (alrededor de un 5 %) y se aplica este en un nuevo análisis, obteniéndose nuevos parámetros del comportamiento que se grafican contra la nueva aceleración máxima. La aceleración máxima se determina utilizando el espectro de respuesta que produce el acelerograma escalado utilizado en el análisis, cuyo ejemplo se muestra en la Figura 1.16.

Una de las aplicaciones más interesantes del análisis incremental dinámico se obtiene al graficar los valores máximos de los cortantes en la base contra los desplazamientos máximos del nivel de cubierta, para varias intensidades de terremotos. La forma que presentan estas gráficas son manifiestamente similares a las adoptadas por la Curva de Capacidad obtenida en el análisis con empuje incremental. En la Figura 1.17 puede observarse la representación conjunta de las curvas obtenida de un acelerograma escalado gradualmente aplicando el procedimiento anteriormente descrito, nótese que las curvas dinámicas se aproximan bastante a la Curva de Capacidad; por esta razón a la curva obtenida del análisis incremental dinámico se le conoce como Pushover dinámica.

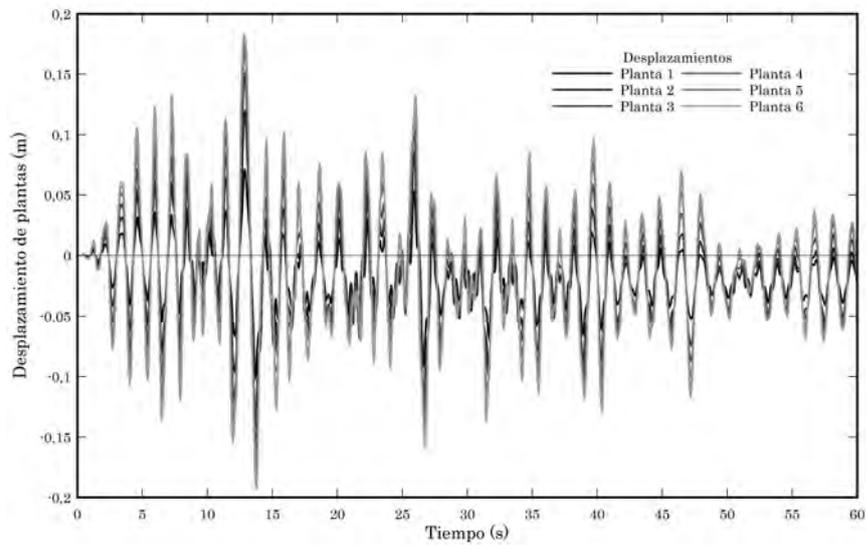


Figura 1.15: Resultados del análisis dinámico no lineal

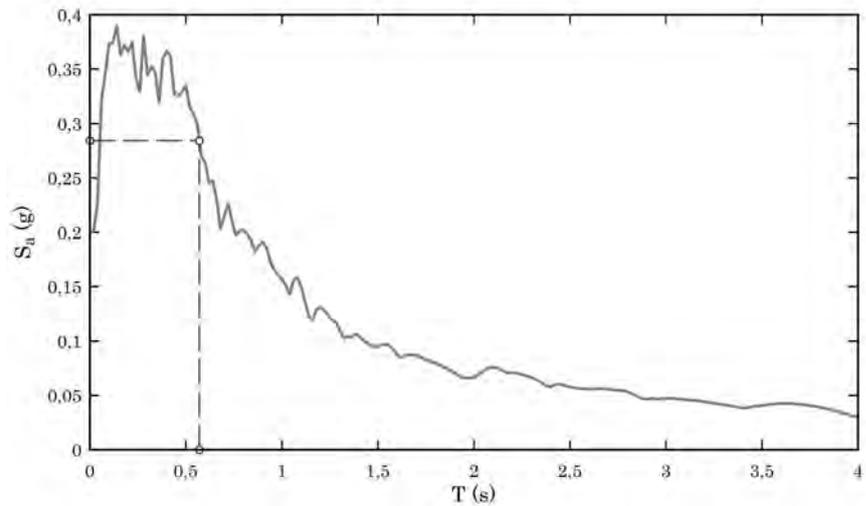


Figura 1.16: Determinación de la aceleración del AID

Se continúa aplicando el procedimiento hasta alcanzar el colapso de la estructura, que se produce en el incremento de aceleración para el cual la pendiente de la curva es menor o igual que el 20 % de la pendiente inicial, que equivale a la rigidez inicial de la curva de capacidad obtenida del análisis con empuje incremental.

También es interesante comparar los resultados de IAD con la curva de capacidad. En la Figura 1.18 se han colocado juntas ambas curvas, obsérvese que ambas se solapan en la rama elástica, pero que luego se produce una

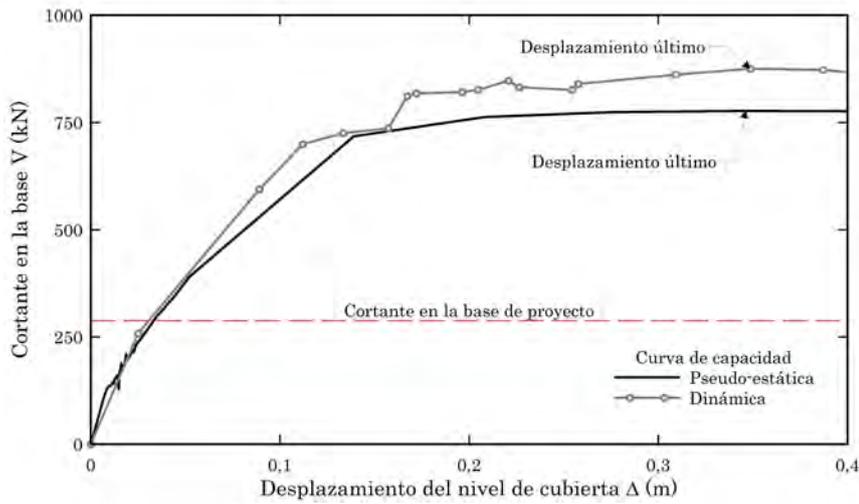


Figura 1.17: Curva de capacidad pseudo-estática y dinámica

notable separación. Esta característica que será posteriormente abordada, permite la determinación del factor de comportamiento  $q$ .

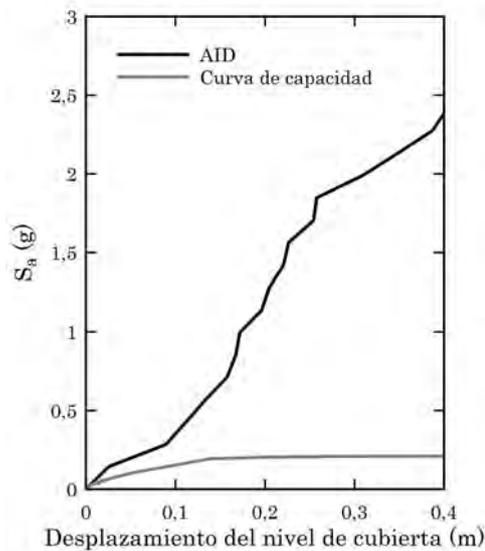


Figura 1.18: Curva AID y curva de capacidad

Conforme a lo anterior se desprende que el análisis incremental dinámico suele ser muy laborioso, puesto que requiere de gran cantidad de análisis que a su vez suelen llevar tiempo. Además se tiene que trabajar con un grupo de registros por lo cual el trabajo se multiplica. Finalmente, el análisis proporciona una enorme cantidad de datos, por lo que resulta muy tedioso

el post-proceso de los mismos, sin embargo la información que proporciona este tipo de análisis es la más completa y aproximada a la respuesta real de las estructuras cuando son sometidas a terremotos.

## 1.4. Proyecto de secciones y nudos

En esta sección se exponen los detalles típicos del proyecto sismorresistente de edificios de hormigón armado. No se pretende hacer un estudio exhaustivo, tan solo explicar cómo el detallado debe acompañar la filosofía general de proyecto dúctil de columnas, vigas y nudos, evitando sobre todo aquellos defectos originados por una comprensión deficiente del comportamiento de los elementos durante la incursión en el rango inelástico. Es importante considerar que todo el detallado debe conducir a que el fallo global del edificio corresponda al de mecanismo de fallo de vigas y extremos de columnas de planta baja, en resumen, que se propicie el fallo del tipo viga débil columna fuerte.

Los procedimientos de análisis de este trabajo son los comúnmente empleados tanto para las tipologías como para los materiales utilizados en el proyecto. Sin embargo el detallado si que depende del tipo de material elegido. En este trabajo se aborda el estudio de los edificios de hormigón armado, por tanto a continuación se estudiarán las pautas aplicadas en el detallado de este tipo de material.

Para comenzar, es necesario distinguir entre los niveles deseados de proyecto sismorresistente. En zonas cuya amenaza sísmica es muy elevada, cabe esperar que durante la vida útil de la estructura, esta pudiese llegar a estar sometida a uno o varios terremotos severos, o más apropiadamente, terremotos de *rara* ocurrencia. En estos casos las normas de proyecto fijan de forma más o menos clara dos estados límite de proyecto, el estado límite que permita la ocupación inmediata del edificio y el estado límite que evite las pérdidas humanas. Para ambos estados límites debe garantizarse el buen comportamiento estructural local y global y la manera adecuada de conseguirlo es mediante elementos y conexiones dúctiles. Sin embargo es necesario indicar que esta última es una condición necesaria pero no suficiente para garantizar que una estructura sea dúctil, puesto que si la tipología no lo fuese, las mejoras en el detallado de los elementos no conducirá a un incremento efectivo de la ductilidad, (Vielma et al., 2007c,d).

La manera de proyectar una estructura porticada con un adecuado comportamiento sismorresistente, se fundamenta en producir columnas muy resistentes y rígidas, de manera que prácticamente se mantengan en el rango elástico, conjuntamente con vigas con bajos niveles de reserva de resistencia.

Seguidamente se presenta un resumen de los aspectos más relevantes del detallado de secciones de hormigón armado con la finalidad de obtener elementos dúctiles que a su vez garanticen un comportamiento global dúctil.

Tabla 1.1: Comparación de los niveles de proyecto del EC y de las normas de Estados Unidos

Eurocódigo 8	IBC y ACI-318
Clase de ductilidad baja	Ordinario
Clase de ductilidad media	Intermedio
Clase de ductilidad alta	Especial

### 1.4.1. Detallado de secciones

El detallado sismorresistente de secciones se ha subdividido en vigas y en columnas. Para cada uno de estos se ha desarrollado todo el procedimiento que comprende desde el dimensionado de secciones hasta el detallado del acero longitudinal y transversal.

Antes de describir los procedimientos aplicados en el dimensionado y detallado de vigas columnas y nudos, es necesario definir unos tramos de las estructuras que son de especial interés. Estos tramos se conocen como *zonas críticas*.

Las zonas críticas son tramos de las estructuras en los que tienen lugar la disipación de la energía. En las estructuras porticadas la disipación de energía se produce únicamente bajo los efectos de la flexión; la disipación tiene lugar debido a la flexión alternante de los extremos de los elementos. Por esta razón, las zonas críticas se ubican en los extremos de los elementos estructurales, siendo por tanto próximas a las juntas de las vigas y las columnas. Con la finalidad de que la disipación de la energía se realice de forma estable, deberá garantizarse que los elementos dispongan en las zonas críticas de suficiente ductilidad.

El dimensionado y detallado de las secciones de los elementos de hormigón armado se realiza procurando satisfacer los requerimientos globales de comportamiento sismorresistente. Estos requerimientos dependen la amenaza sísmica al que estarán sometidos los edificios. En el Eurocódigo 8 aparecen definidos tres niveles de proyecto sismorresistente, clasificados conforme al nivel de ductilidad que se espera lleguen a desarrollar los edificios. En la Tabla 1.1 se muestran los niveles de proyecto sismorresistente del EC-2 (CEN, 2001) y del EC-8 (CEN, 2003) conjuntamente con sus equivalentes definidos en las normas de los Estados Unidos (ACI318-05, 2005; IBC-2006, 2006).

A pesar que los niveles de proyecto sismorresistente de las normas citadas tienen prácticamente los mismos objetivos, debe señalarse que el Eurocódigo contiene prescripciones de dimensionado y detallado mucho más exigentes.

#### 1.4.1.1. Detallado de Vigas

Las vigas cumplen dos funciones principales dentro de un sistema porticado: la primera es la de transmitir las cargas desde los forjados hacia las columnas; la segunda es la de arriostrar los extremos de las columnas limitando, de esta manera, los desplazamientos horizontales de los edificios. Dada esta doble función, su proyecto se convierte en un paso crítico en el proyecto sismorresistente de un edificio porticado, puesto que su dimensionamiento y sus detalles de armado condicionan, en gran medida, al de los otros componentes de la estructura (columnas y nudos).

Existe la tendencia generalizada de calcular las vigas con una resistencia superior a la que realmente se requiere, bajo la creencia errónea de que tal decisión favorece el comportamiento sísmico global del pórtico. En realidad, esta decisión tiene como resultado la reducción de la capacidad dúctil del pórtico, puesto que la alta resistencia de las vigas puede provocar el fallo anticipado de las columnas. La explicación es que en los pórticos con vigas fuertes es probable que se concentre el daño en los extremos de las columnas, lo que puede transformar la estructura en un mecanismo, antes de que se produzca el daño concentrado en las vigas. En resumen, el proyecto de las vigas debe tener un doble objetivo: por una parte asegurar que la estructura tenga la resistencia suficiente para soportar las cargas de gravedad y, por otra, garantizar que los pórticos tengan la ductilidad estructural adecuada para que se comporten satisfactoriamente bajo la acción de las fuerzas sísmicas.

Generalmente, el dimensionamiento de las vigas se puede efectuar verificando, primeramente, la capacidad de las secciones para soportar la acción exclusiva de las cargas de gravedad. Posteriormente, a estas secciones se les aplica la combinación normativa de cargas de gravedad y accidentales para verificar el armado; si éste no satisface las cuantías admisibles o no es posible emplazar las armaduras dentro de la viga, se procede a incrementar la sección de la viga. Luego se recomienda realizar la verificación sísmica de la estructura. Ésta consiste en determinar los desplazamientos horizontales máximos probables debidos a la aplicación del espectro de proyecto correspondiente al emplazamiento del edificio. A partir de éstos es posible determinar las derivas de las plantas, que deben mantenerse por debajo de ciertos límites. Si dichos desplazamientos horizontales superan el valor máximo admisible, es preciso redimensionar la estructura haciéndola más rígida, concretamente incrementando las dimensiones de las columnas y manteniendo las dimensiones de las vigas. De esta manera se garantiza que las secciones obtenidas cumplen con la recomendación de columna fuerte viga débil.

Otra de las recomendaciones a considerar en el dimensionamiento de vigas se refiere al canto de las mismas, tratándose de evitar la utilización de las vigas cuyo ancho es mayor que la profundidad, comúnmente conocidas como *vigas planas*. Éstas quedan embebidas dentro del forjado, lo que las convierte en atractivas desde el punto de vista arquitectónico y convenientes

desde el punto de vista constructivo ya que permite un ahorro considerable de materiales y mano de obra. Sin embargo, su rigidez a flexión es muy baja, por lo que es necesario incrementarla ensanchando la sección. Esta medida hace que parte de la sección de la viga quede fuera de la columna, lo que no es recomendable puesto que no se garantiza el confinamiento y el anclaje necesarios en la zona de la junta. En la Figura 1.19 se muestran las recomendaciones de dimensionamiento para el caso de vigas planas que, evidentemente, dependen de las dimensiones máximas de las columnas sobre las que se apoyan.

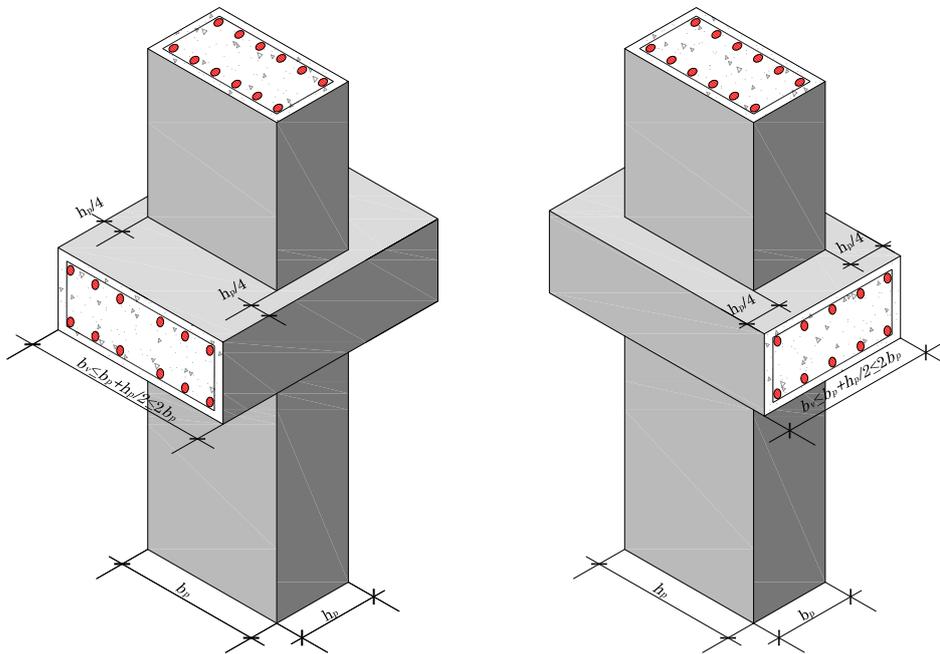


Figura 1.19: Límites de las dimensiones para vigas planas

En cuanto a la cantidad de acero longitudinal de las vigas, esta deberá garantizar que el momento de plastificación sea mayor que el momento de agrietamiento. El refuerzo mínimo que garantiza esta condición será igual a la cantidad de acero capaz de producir una fuerza de tensión igual a la fuerza de tensión cuando falla el hormigón. Por tanto la expresión para calcular la cuantía mínima  $\rho_{min}$  de refuerzo en vigas es:

$$\rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{bd} = \frac{0,5f_{ct}bh_t}{bdf_{yk}} \approx \frac{0,5f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (1.1)$$

donde  $f_{ct}$  es la resistencia de tracción del hormigón,  $f_{ctm}$  es el valor medio a los 28 días de la resistencia de tracción del hormigón;  $b$ ,  $h_t$  y  $d$  son el ancho, la altura de la sección transversal de la viga y el brazo mecánico, respectiva-

mente. Finalmente,  $f_{yk}$  es el valor nominal del esfuerzo de plastificación del acero. En ningún caso, el acero longitudinal a colocar en vigas será menor que 2 barras de 14 mm de diámetro.

La cantidad máxima de acero a tracción  $\rho_{1,max}$  de una viga de hormigón está dada por la expresión:

$$\rho_{1,max} = \frac{A_{s,max}}{bd} \approx \rho_2 + \frac{0,0018}{\varepsilon_y \mu_\phi} \frac{f_c}{f_y} \quad (1.2)$$

siendo  $\rho_2$  la cuantía de acero a compresión y  $\mu_\phi$  la demanda de ductilidad de rotación de la cuerda de los elementos primarios en los que ha ocurrido la plastificación.

La expresión anterior es restrictiva respecto de las cuantías de acero a colocar en la capa superior de las vigas en las zonas críticas, especialmente para aquellos edificios que se proyectan para DCH (clase de ductilidad alta, por sus siglas en inglés), ver Figura 1.20.

Una de las características de las vigas de los edificios proyectados aplicando normas sismorresistentes, es que las cuantías del armado negativo son superiores debido a las combinaciones de acciones de gravedad y sísmicas, mientras que las cuantías del armado positivo se limitan de manera que la sección de la viga tenga capacidad de soportar cargas cíclicas (cargas reversibles). Las cuantías mínimas de las armaduras longitudinales se determinan considerando también las limitaciones por fisuración. En cuanto a los solapes, las recomendaciones generales indican que la armadura positiva debe solaparse dentro de la zona confinada próxima a los nudos, mientras que la negativa en la zona no confinada (tramo central).

La armadura transversal de las vigas está condicionada primeramente por la predefinición de la zona en la que se espera que se concentre el daño de los elementos. Dichas zonas no deben estar próximas a los nudos pero tampoco deben encontrarse en la zona central del vano; la ubicación deseable es la zona intermedia entre las anteriormente mencionadas. Para ello, es importante disponer de un buen confinamiento en las proximidades de la junta, que se logra densificando los cercos. Generalmente, esta misma disposición de cercos también asegura la armadura transversal necesaria que garantiza la capacidad a cortante de la viga. Sin embargo, siempre es necesario verificar dicha armadura y, si resulta insuficiente, se recomienda utilizar cercos con un número mayor de ramas.

La aplicación de los preceptos normativos sobre el armado de las vigas de hormigón armado pretende garantizar la transmisión de las cargas a pesar de que los extremos del elemento hayan plastificado. Por ejemplo, en la Figura 1.20 se resumen los detalles típicos de armado de vigas contenidos en el EC-8. Se puede observar que se cuida especialmente el confinamiento de las zonas críticas, definidas en ambas normas como los tramos de vigas próximos a los nudos, que tienen una longitud de dos veces el canto de las

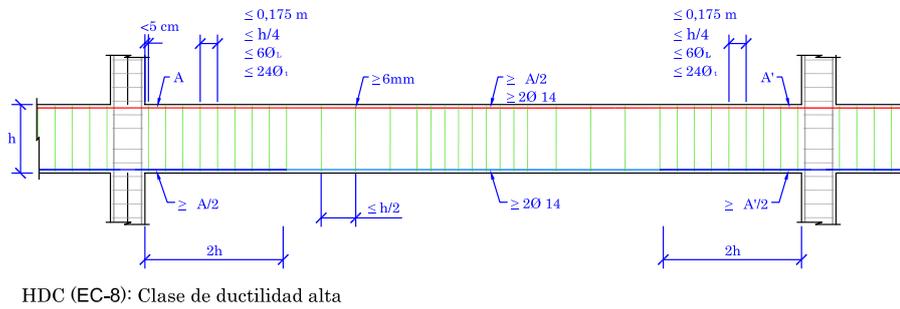


Figura 1.20: Recomendaciones de armado de vigas según el EC-8 para ductilidad alta

vigas. En la Figura 1.21 se muestra una el detalle de armado de una viga, en el que debe resaltarse el intercalado de los ganchos de los estribos y su doblado en ángulo de  $135^\circ$ .

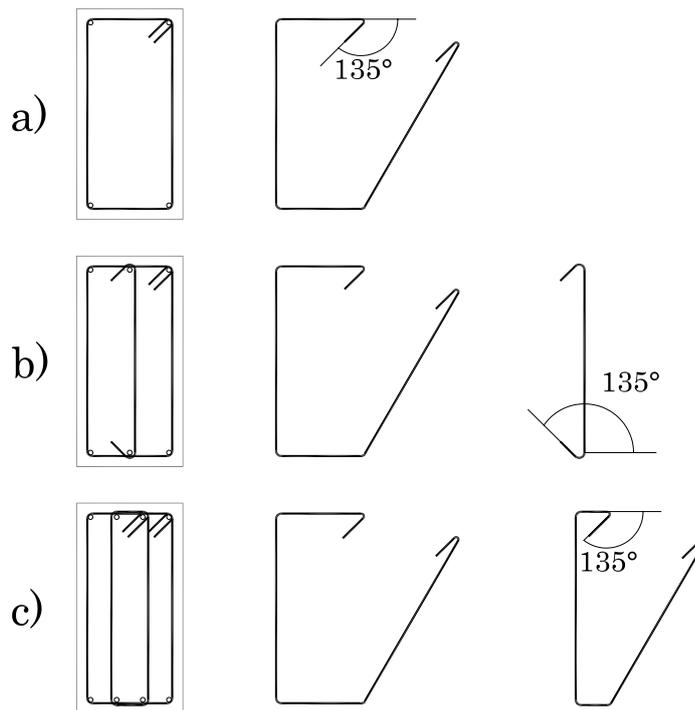


Figura 1.21: Detalle de armado transversal de vigas, con el doblado de los ganchos a  $135^\circ$

Finalmente, las zonas críticas de las vigas, en las que el confinamiento juega un papel decisivo, se ubican en la proximidad de las juntas viga

columna y tienen una longitud de 2 veces la altura de la viga.

#### 1.4.1.2. Detallado de columnas

Las columnas son los elementos de la estructura que deben tener una resistencia y rigidez alta, con la finalidad de evitar que se generen mecanismos parciales o globales inestables ante cargas laterales. Con esta finalidad, se deben dimensionar y detallar las columnas, de manera que su capacidad sea siempre superior a la de las vigas de las plantas que las primeras conectan.

Para proyectar columnas con un comportamiento sísmico eficiente, es preciso tener en cuenta los criterios que se resumen a continuación:

- La carga máxima correspondiente a las combinaciones prescritas por las normas sin tener en cuenta las fuerzas sísmicas, debe producir una tensión máxima en la sección bruta de la columna que no supere el 30 % de la resistencia nominal a compresión del hormigón.
- La cuantía mínima de armadura longitudinal no debe ser inferior al 1 % del área de la sección total.
- La cuantía máxima de armadura longitudinal no debe sobrepasar el 4 % del área de la sección total. La razón para limitarla es que, para cuantías muy altas, se produce el fallo de la sección por aplastamiento del hormigón, la deformación última se reduce y, por tanto, el comportamiento es menos dúctil.
- Las dimensiones de la sección transversal de una columna deben ser tales que permitan la adecuada disposición de la armadura longitudinal de la viga o vigas que convergen en él, así como alcanzar el desarrollo de la capacidad resistente necesaria a cortante tanto en el nudo viga-columna como en las zonas de confinamiento.

Por regla general, para edificios proyectados en zonas de alta amenaza sísmica, el armado longitudinal de las columnas deberá ser simétrico y uniforme en todas las caras. Además, el proyecto de las columnas se realiza bajo la hipótesis de que el recubrimiento puede llegar a perderse cuando alcance su resistencia última. Por esta razón es muy importante que se le proporcione un adecuado confinamiento al núcleo central. El confinamiento se logra mediante la contribución del acero longitudinal y transversal, siendo determinante la resistencia de plastificación del acero, el número de armaduras longitudinales, los diámetros y la separación de los cercos. Lógicamente las zonas críticas son de especial importancia a la hora de proyectar el confinamiento, ya que en estas zonas suele localizarse el daño, producto del estallido del recubrimiento, la plastificación de las armaduras longitudinales y de los cercos, así como el pandeo de las armaduras longitudinales como producto de la pérdida de los cercos.

En la disposición de la armadura longitudinal han de tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- La armadura longitudinal debe disponerse uniformemente espaciada y distribuida en el perímetro de la columna, con una separación inferior a 20 cm o a un tercio de la longitud de la cara en la que se coloca.
- El refuerzo longitudinal de las columnas también contribuye a la resistencia a cortante dentro del nudo, sustituyendo la armadura transversal de las vigas que no puede colocarse dentro del nudo.
- Se recomienda la utilización de diámetros iguales para las armaduras longitudinales, evitando la aglomeración de grupos de barras en las esquinas que, si bien son eficientes en el caso de cargas de gravedad, no lo son para cargas cíclicas, pues no se aprovecha de manera eficiente la adherencia entre el acero y el hormigón.
- Se recomienda la utilización de armaduras completas a lo largo de toda la longitud de cada nivel. En caso de ser necesarios, los solapes deben realizarse con suficiente longitud de solapamiento y, preferiblemente, en el tercio central de la columna.

Es importante aclarar que si bien en el Eurocódigo 8 se permite una cuantía máxima del 4%, es muy difícil en la práctica alcanzar este valor, dado que exige una gran concentración de armaduras longitudinales en la sección, que sería tecnológicamente difícil colocar tal cantidad de armaduras. El problema se complica aun más si se considera el problema del proyecto de los nudos viga columna, dado que la aglomeración de armaduras de las columnas pudiesen llegar a complicar el hormigonado de esas zonas tan delicadas.

La armadura transversal obedece a cuatro criterios. El primero considera la resistencia al esfuerzo cortante; el segundo, la restricción de pandeo de la armadura longitudinal; el tercero, el confinamiento efectivo del núcleo de hormigón; y, el cuarto, la resistencia de las armaduras longitudinales que pudiesen ser solapadas en una sección. Al igual que en las vigas, en las columnas se requiere densificar el armado transversal en las zonas críticas, cuya longitud está definida como la mayor de las longitudes resultantes que se pueden observar en la Figura 1.22. En esa Figura se muestra un detalle típico del armado transversal de las columnas de edificios emplazados en zonas de alta amenaza sísmica.

Al igual que en el caso de las vigas, en la Figura 1.22 se presenta un resumen con las recomendaciones generales del EC-8 relativas a los detalles de armado de las columnas de los edificios emplazados en zonas de alta sismicidad. Se debe resaltar que en la mayoría de las normas se coincide en el tema del confinamiento, logrado mediante la distribución del acero transversal en las zonas críticas próximas a los nudos y mediante el arriostramiento

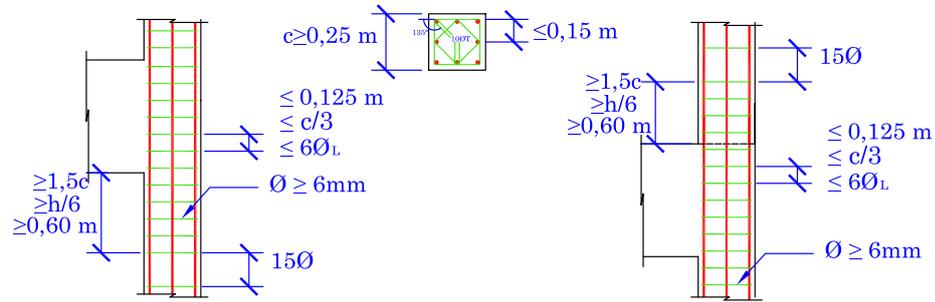


Figura 1.22: Recomendaciones de armado de columnas según el EC-8 para ductilidad alta

de las armaduras longitudinales mediante cercos. Otro aspecto importante consiste en asegurar la dimensión mínima de las secciones transversales de las columnas, que en el EC-8 es de 25 cm. Nótese que a pesar de que existen algunas normas que favorecen el solape dentro del nudo, el EC-8 no lo permite en esta zona. De esta forma, el EC-8 trata de evitar que, al plastificar la sección, el acero longitudinal pudiese ser arrancado del núcleo de hormigón confinado.

En resumen, el dimensionamiento de las columnas guarda similitud con el de las vigas de las estructuras porticadas sometidas a flexión. Fundamentalmente, su objetivo es el de lograr que la capacidad a flexión de las columnas sea superior a la demanda y de mantener su comportamiento elástico permanente ante esfuerzos cortantes. La aplicación de esta filosofía de dimensionamiento conduce frecuentemente a secciones con una elevada reserva de resistencia.

Otro objetivo importante del dimensionamiento de las columnas es el de evitar la formación simultánea de rótulas plásticas en su parte superior y en su base. En caso contrario, todas las columnas de un mismo nivel podrían alcanzar la plastificación en sus extremos, formándose un mecanismo ante la acción de las fuerzas horizontales.

En la Figura 1.23 se muestran las recomendaciones para el solape de la armadura longitudinal para zonas de alta sismicidad. Como se puede apreciar, las zonas recomendadas procuran que los solapes se alejen de las juntas viga columna, de esta manera se evita que las zonas en las que se concentra generalmente el daño sísmico presenten una gran aglomeración de armaduras, que llegase a propiciar el comportamiento indeseado de la columna ante cargas cíclicas, y sobre todo se evita que las armaduras pudiesen ser arrancadas del núcleo confinado de hormigón al perderse el recubrimiento y fallar los cercos.

En la Figura 1.24 se muestran las diferentes disposiciones de acero transversal ubicado en columnas con diferente armadura longitudinal. Nótese que

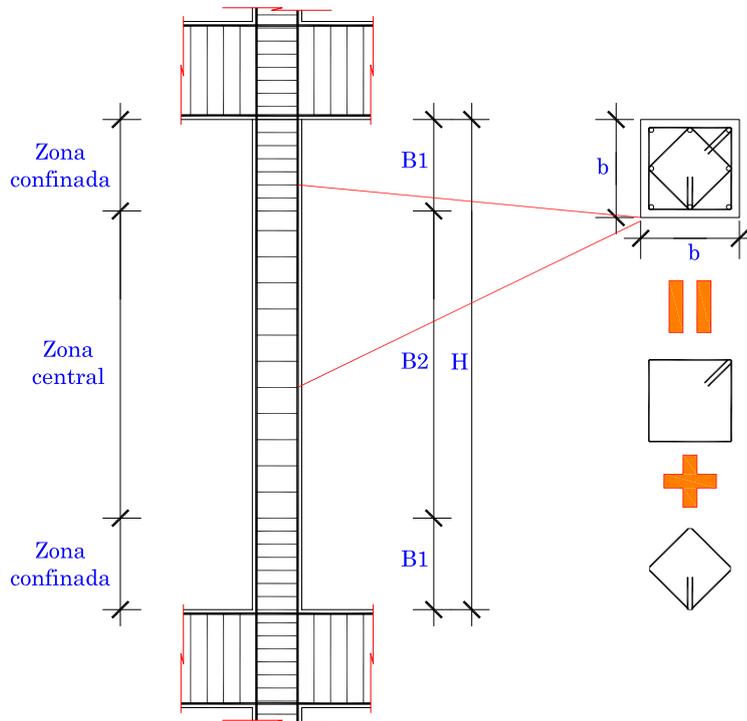


Figura 1.23: Recomendaciones para el solape del acero longitudinal para zonas de alta sismicidad

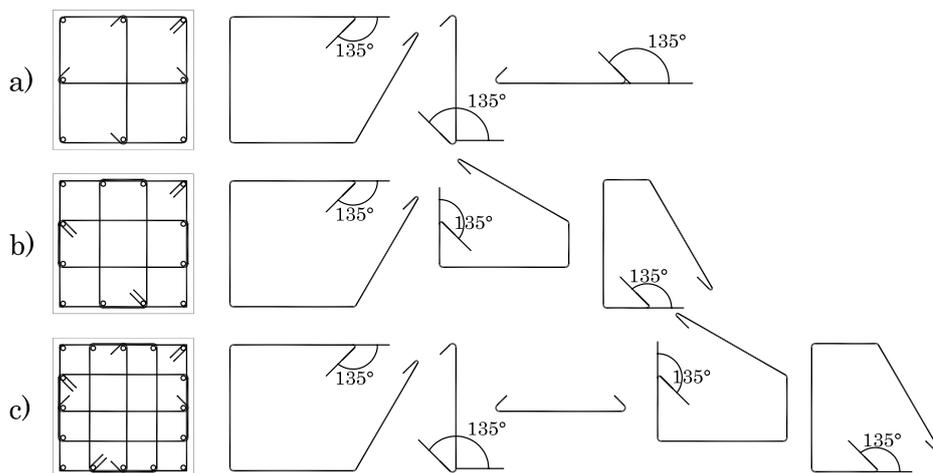


Figura 1.24: Detalle de armado transversal de columnas, con el doblé de los ganchos a 135°

en las columnas todas las armaduras longitudinales aparecen arriostradas mediante cercos con ganchos a  $135^\circ$ , siendo necesario que estos ganchos se alternen a lo largo de toda la altura de la columna. Obsérvese además que en columnas cuadradas proyectadas para zonas de alta amenaza sísmica, es recomendable distribuir el acero de refuerzo de forma simétrica y uniforme en todas las caras.

#### 1.4.2. Detallado de juntas

Una de las hipótesis utilizadas durante el análisis sísmico de las estructuras asigna un comportamiento rígido a las juntas viga-columna. Sin embargo, es fácil suponer que durante la acción de cargas cíclicas provocadas por los terremotos puede degradarse la condición de las juntas, produciéndose el fallo por cortante o la extracción de las armaduras longitudinales de las vigas. La consecuencia de la pérdida de rigidez de las juntas es el incremento de los desplazamientos laterales y por ende el incremento del daño transmitido a las columnas, no en vano, se considera que el fallo catastrófico de edificios durante terremotos fuertes recientes, ha tenido mucho que ver con el adecuado comportamiento sismorresistente de las juntas viga-columna.

Las juntas viga-columna han de considerarse como zonas críticas en los pórticos sometidos a la acción de fuerzas sísmicas. Dichas fuerzas originan cortantes horizontales y verticales en las caras de las juntas, cuyas magnitudes suelen ser varias veces mayores que las que actúan sobre las vigas y las columnas adyacentes. Los momentos que se producen en las vigas y en las columnas hacen que la armadura longitudinal de ambos elementos se encuentre sometida a tracción en una cara y a compresión en la otra, por lo que debe disponer de la adherencia suficiente para resistir el gradiente de tensión. Por lo tanto, el dimensionamiento de las juntas debe ser muy cuidadoso dada su función de transmitir las cargas desde las vigas hacia las columnas. Existe evidencia del colapso de edificios de hormigón armado durante sismos fuertes debido, fundamentalmente, al fallo de las conexiones viga-columna.

Los criterios usualmente aplicados para proyectar adecuadamente las juntas son los siguientes:

- La capacidad de la junta debe ser, al menos, igual que la demanda existente en la zona de la viga adyacente en la que se prevé que se concentre el daño durante un terremoto.
- El comportamiento de la junta no debe perjudicar la capacidad de las columnas que concurren al mismo.
- Es necesario que, bajo la acción de sismos moderados, la junta mantenga su comportamiento dentro del rango elástico.
- La deformación de las juntas no debe contribuir a incrementar el desplazamiento lateral del nivel al que pertenece.

- El refuerzo necesario para garantizar el comportamiento adecuado de las juntas no debe producir dificultades constructivas.

En resumen, el proceso de dimensionamiento tiene como objetivo obtener juntas cuyo comportamiento se mantenga en el rango elástico, sin detrimento del comportamiento de las columnas y vigas adyacentes. El dimensionamiento adecuado se consigue mediante la aplicación simultánea de criterios de comportamiento global y de criterios de armado adecuados para los elementos que convergen en la junta, a fin de lograr que éste disponga del confinamiento necesario para que se puedan transmitir las fuerzas. Esto es muy importante, debido a la especial atención que prestan las normas a los elementos estructurales en las zonas próximas a las juntas, donde generalmente se alcanza una alta concentración de armaduras tanto longitudinales como transversales.

En la Figura 1.25 se muestra como la acumulación de armadura longitudinal procedente de las vigas y de las columnas que concurren en las juntas, así como del refuerzo transversal de las columnas, puede producir la acumulación de armaduras dentro del núcleo. En algunos casos, es posible que se llegue a la situación extrema en la que dichas armaduras no puedan situarse físicamente dentro del núcleo. También existe la posibilidad de que no se pueda realizar el hormigonado debido al tamaño máximo del árido y que sea necesario ampliar las secciones de los elementos.

Entre las verificaciones que se deben realizar a las juntas viga-columna una de las más importantes es la de la longitud de anclaje de las armaduras longitudinales de las vigas, sobre todo cuando se trata de juntas exteriores. La pérdida de anclaje puede causar que la junta no se comporte de forma rígida, como fue originalmente considerado en el análisis y que se produzca en el interior de esta la plastificación que se esperaba que ocurriese en los extremos de las vigas. Esta condición requiere que se ajuste la dimensión de la columna en la dirección de las vigas ( $h_c$ ); en el caso específico de las columnas exteriores, deberá garantizarse el espacio necesario para que se puedan colocar las patillas de anclaje de las armaduras longitudinales de las vigas. En general, las juntas con un dimensionado y detallado inadecuado presentan problemas de pérdida de adherencia bajo cargas sísmicas, presentando una pobre capacidad de disipación de energía y una considerable pérdida de rigidez.

La dimensión  $h_c$  suele ser muy exigente cuando se trata de estructuras proyectadas para satisfacer los requerimientos de *clase de ductilidad alta* (DCH), teniendo que redimensionar las columnas en la fase de detallado. Para requerimientos menos exigentes, por ejemplo para *clase de ductilidad media* (DCM) los valores de suelen ser un 25 % más bajos que para DCH. En general, el detallado de las juntas termina siendo conservador, dado que en la verificación de la dimensión  $h_c$  no se considera la contribución favorable de las patillas de anclaje de las armaduras longitudinales de las vigas.

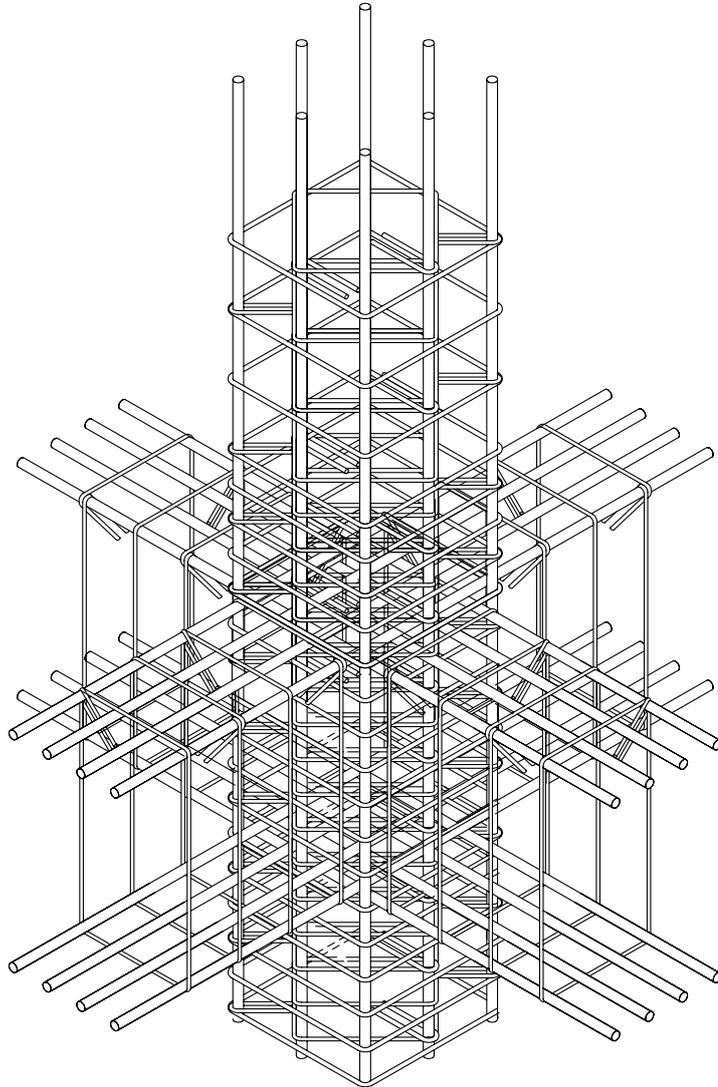


Figura 1.25: Acumulación de armaduras en un nodo típico de estructura porticada

El mecanismo de transmisión de las fuerzas dentro de las conexiones columna-viga suele ser poco estudiado y las tensiones que se producen son verificadas pocas veces durante la fase de proyecto, posiblemente por considerarse que los elementos que convergen en las juntas están bien dimensionadas y son capaces de resistir eficientemente las cargas. Sin embargo, el colapso de edificios debidamente proyectados, ocurrido durante sismos fuertes durante las dos últimas décadas, han puesto en evidencia la gran importancia del efecto del comportamiento de las conexiones viga-columna sobre la respues-

ta global de los edificios.

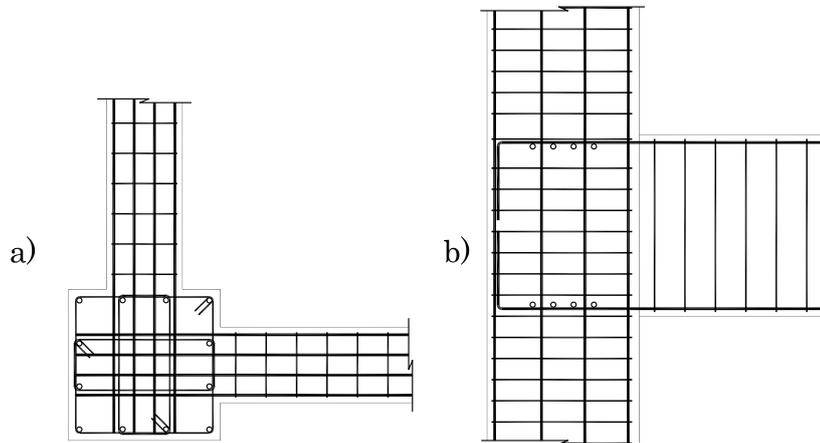


Figura 1.26: Detalle en a) planta y b) alzado del armado típico de una junta exterior viga-columna

En la Figura 1.26 se muestran los detalles del armado de una junta viga-columna típica, proyectada para ductilidad alta. A pesar de que la junta es exterior, puede notarse la aglomeración de armaduras procedentes de las columnas y de las vigas. Es importante lograr que el detallado de los elementos que convergen a una junta no dificulte el hormigonado de la misma por aglomeración de armadura, sin perder de vista que dentro de las juntas es necesario anclar adecuadamente las armaduras longitudinales que provienen de las vigas. Nótese además en la Figura anterior, que las armaduras de refuerzo transversal de las columnas se disponen aun dentro de las juntas, conservando la separación correspondiente a las zonas críticas, a pesar de que dentro de las juntas las armaduras longitudinales de las columnas reciben arriostramiento lateral adicional por parte de las armaduras provenientes de las vigas. Esta última condición no se repite en el caso de las vigas que concurren a las juntas, en las que el refuerzo transversal no se mantiene dentro de las juntas.



## Capítulo 2

# Proyecto conceptual y proyecto por prestaciones

### 2.1. Introducción

El éxito del proyecto sismorresistente depende fuertemente de la concepción inicial de la estructura. En este paso se considera el sistema que va a soportar y transmitir las cargas desde la superestructura hacia las cimentaciones. Si las relaciones entre los elementos permite una transmisión directa de las fuerzas sísmicas, la labor de dimensionado y detallado de elementos se puede realizar de forma eficiente. En este capítulo se ofrece un resumen de los preceptos de proyecto conceptual; estos preceptos se fundamentan en la regularidad de las estructuras y recogen recomendaciones normativas y recomendaciones extraídas de los fallos observados durante terremotos recientes. También se presentan en este Capítulo algunos conceptos aplicados en el proyecto por prestaciones de estructuras, que marca un enfoque novedoso y que actualmente es considerado como el más adecuado para el proyecto sismorresistente de estructuras y que son necesarios para comprender mejor los procesos de análisis y evaluación de la capacidad de la estructura.

### 2.2. El proyecto conceptual

El fallo catastrófico de algunos edificios durante los terremotos fuertes ocurridos la década pasada han puesto en evidencia los efectos indeseables de la irregularidad estructural. Muchos de esos fallos han podido evitarse o al menos minimizarse, si las estructuras hubiesen recibido una mayor atención en cuanto a la interacción de sus elementos estructurales y no estructurales bajo la acción simultánea de cargas de gravedad y cargas sísmicas. El proyecto conceptual es por tanto una actividad en la que se aplica un conjunto de

preceptos normativos que buscan reducir la irregularidad de las estructuras, logrando que estas tengan un comportamiento no condicionado por el fallo global o por un conjunto de fallos locales que pueden llegar a conducir al fallo global o condicionan el comportamiento de la estructura. Por tanto, el proyecto conceptual es una actividad de la que va a depender en gran medida el éxito del proyecto sismorresistente.

El principal objetivo del proyecto conceptual es lograr que las estructuras sean capaces de soportar la acción de los terremotos sin que se formen mecanismos inestables que propicien el fallo global o colapso de la estructura. La respuesta de la estructura va a depender fuertemente de la configuración de la misma, lo que condicionará qué elementos serán más solicitados y deberán tener una ductilidad mayor y qué elementos son más importantes, desde el punto de vista de su relación con la estabilidad con otros elementos o simplemente con la estabilidad global de la estructura.

Esto implica que las estructuras con múltiples niveles deben presentar un patrón de degradación en el que el daño se produce en la base de las columnas de planta baja y en los extremos de las vigas de los diferentes niveles, asegurándose de esta forma que no aparezca el indeseado mecanismo inestable, en el que el daño se concentra en los extremos de las columnas de planta baja, véanse las zonas sombreadas de la Figura 2.1. El mecanismo deseado de fallo se consigue cumpliendo con el precepto necesario, pero no suficiente, de columna fuerte y viga débil.

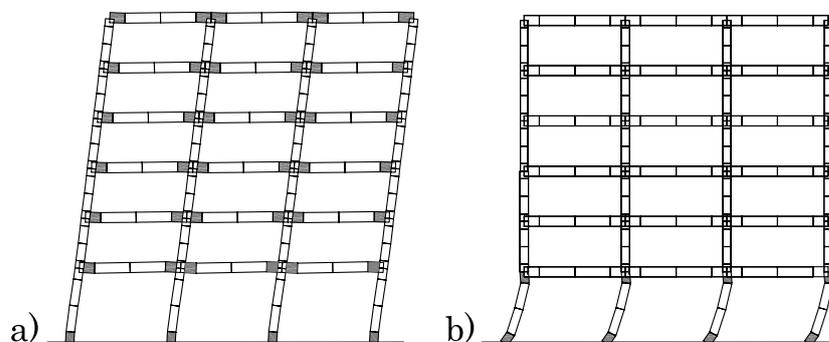


Figura 2.1: Mecanismos de edificio de múltiples niveles a) Mecanismo de rotación de vigas y b) Mecanismo de planta baja débil

El proyecto conceptual de un edificio determina la manera como los desplazamientos y la energía se distribuyen entre los diferentes elementos que constituyen la estructura. La filosofía actual de proyecto sismorresistente recogida en la mayoría de las normas se fundamentan en el *proyecto por capacidad*, que no busca sino garantizar que la resistencia de los elementos será mayor o igual que la demanda que imponen las acciones externas. El proyec-

to por capacidad es aplicado en la fase de dimensionamiento y detallado de los elementos, sin embargo su efectividad está relacionada con el *proyecto conceptual* del edificio.

Gracias al proyecto conceptual, es posible anticipar hacia qué elementos serán dirigidas las máximas de mandas de desplazamiento o de disipación de energía. Fardis (Fardis, 2009) señala los criterios siguientes a la hora de seleccionar dichos elementos:

- La ductilidad que los elementos serán capaces de desarrollar
- La importancia que los elementos tengan sobre la estabilidad de otros elementos estructurales, o para la estabilidad global de la estructura
- La accesibilidad del elemento a la hora de repararlo o de sustituirlo por otro elemento encargado de cumplir sus funciones estructurales.

La jerarquía anterior determina el orden en el cual los elementos deberán ir alcanzando el rango inelástico. El proyecto por capacidad pasa a ser realizado consecuentemente de la siguiente manera: una vez identificados los elementos o zonas de especial importancia se calcula la fuerza resistente por procedimientos de capacidad sobre los elementos adyacentes clasificados como menos importantes. Las fuerzas resistentes del primer grupo de elementos se determinan de forma que el grupo de elementos secundarios agoten en primer término su capacidad, de tal forma que se lleguen a comportar como una especie de escudo.

Todo lo anteriormente expuesto se traduce en que deberá contarse con una línea resistente vertical lo suficientemente resistente y rígida. En edificios de múltiples plantas, la distribución de la demanda inelástica suele distribuirse a lo largo de todas las plantas. Para que esto sea cinemáticamente admisible en una estructura de nudos rígidos, los nudos de las columnas deberán permanecer completamente alineados, lo que impone las siguientes condiciones a los elementos verticales:

- Los elementos verticales deberán mantenerse en rango elástico desde la base hasta la cubierta
- Los elementos verticales deberán rotar en la base, gracias a la plastificación de los extremos inferiores de las columnas de planta baja o mediante la rotación de la estructura como cuerpo rígido, lo cual traería como consecuencia problemas en las cimentaciones

Bajo estas condiciones, tan solo sería posible alcanzar grandes desplazamientos horizontales si se produce la plastificación de los dos extremos de las vigas de cada una de las plantas del edificio. Este patrón de plastificación corresponde a la más amplia distribución posible de la demanda de

desplazamientos y disipación de energía a lo largo de la estructura. Consecuentemente, proporciona la menor demanda de desplazamientos y de disipación de energía por elemento individual.

En el caso general para el cual se produce la plastificación en la base de las columnas y en los dos extremos de las vigas, las rotaciones de las cuerdas tanto de las columnas como de las vigas son aproximadamente iguales al desplazamiento del nivel de cubierta dividido por la altura total del edificio, que como se verá más adelante, es un coeficiente que permite evaluar el comportamiento sísmico de los edificios y se conoce como *deriva global*.

La demanda de ductilidad de rotación de la cuerda  $\mu_\theta$  de los elementos, es un parámetro que también permite evaluar la adecuación del proyecto sismorresistente. Se calcula de la siguiente manera:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (2.1)$$

siendo  $\theta_u$  la rotación última de la cuerda y  $\theta_y$  la rotación de plastificación, definidas como:

$$\theta_u = \frac{\delta u}{H} \quad (2.2)$$

$$\theta_y = \frac{\delta y}{H} \quad (2.3)$$

Al sustituir las dos expresiones anteriores en la Ecuación 2.1, se obtiene:

$$\mu_\theta = \frac{\frac{\delta u}{H}}{\frac{\delta y}{H}} = \mu_\delta \quad (2.4)$$

siendo  $\mu_\delta$  la ductilidad de desplazamiento, que en el proyecto sismorresistente actual suele ser igual o muy próxima al valor del factor de comportamiento aplicado  $q$  (Vielma et al., 2007a).

En la siguiente sección se estudiarán los casos de irregularidad estructural. Es importante indicar que una estructura puede tener un tipo de irregularidad o la combinación de varios tipos de irregularidades, que tienden a complicar la respuesta sísmica, por lo que deberá considerarse esta posibilidad a la hora de llevar a cabo el análisis y el proyecto.

### 2.3. Regularidad estructural

La regularidad estructural contempla aspectos relacionados con la configuración geométrica, la distribución de las masas y de los elementos resistentes, así como también la presencia de elementos que puedan llegar a

alterar la respuesta global. La regularidad estructural es enfocada en el Eurocódigo 8 bajo una serie de recomendaciones directas y que si bien no abarcan la totalidad de los casos que pueden llegar a presentarse, proporcionan al proyectista un marco mínimo de prescripciones que se listan a continuación:

- Las estructuras deben ser sencillas, permitiendo una clara transmisión de las fuerzas desde el sistema de forjados hasta las cimentaciones.
- Las estructuras deben mantener una uniformidad general (en planta y en alzado, de rigidez y de masas) que les permita evitar la concentración de esfuerzos o de altas demandas de ductilidad.
- En el caso de los edificios no uniformes en planta, el proyectista debe subdividir el edificio en estructuras dinámicamente independientes, mediante la disposición de juntas estructurales. En todo caso, la respuesta de los cuerpos independientes resultantes deberá ser verificada para evitar los problemas asociados con el golpeteo.
- La distribución de masas en las plantas debe garantizar que no se generen grandes excentricidades para reducir, de esta manera, el efecto de la torsión global de la estructura.
- En la mayoría de los casos, los edificios que se proyectan de acuerdo con patrones de simetría, tienden a mantener los criterios de uniformidad en planta y alzado mencionados anteriormente.
- Se recomienda incorporar elementos que aseguren un alto grado de redundancia de las estructuras, para que tengan la capacidad de redistribuir los momentos sin pérdida de estabilidad.
- Las estructuras deben ser capaces de soportar acciones sísmicas que actúen en cualquier dirección. Para asegurar el cumplimiento de este precepto, el sistema estructural debe tener características resistentes similares en ambas direcciones.
- Si el proyectista decide reducir la acción sísmica que actúa sobre la estructura incrementando el período fundamental de ésta lo que podrá conseguir reduciendo la rigidez lateral de la misma, deberá garantizar que los desplazamientos se mantengan dentro del rango admitido por la norma.
- En aquellos edificios en los que los efectos de la torsión sean inevitables, se recomienda prever elementos resistentes adicionales en la periferia de la planta o incrementar la resistencia de los elementos existentes, puesto que es dónde suelen concentrarse las mayores demandas por torsión.

- Los forjados, incluyendo el de cubierta, deben ser dimensionados para garantizar la uniformidad en la transmisión de las fuerzas sísmicas hacia los elementos resistentes verticales (columnas y/o pantallas a cortante). Para ello, dichos forjados deben comportarse como diafragmas de gran rigidez. Debe prestarse especial atención a los forjados que se colocan a diferentes niveles, puesto que pueden dar origen a torsión o a líneas de columnas cortas.
- Debe cuidarse el dimensionamiento de las secciones de los elementos de conexión entre los forjados y los elementos estructurales verticales así como sus detalles de armado.
- Un cuidado especial requieren los forjados con grandes aberturas, sobre todo cuando éstas se encuentran ubicadas hacia las zonas de conexión con los elementos resistentes verticales.
- La contribución de la rigidez lateral de los elementos secundarios nunca debe superar el 15 % de la rigidez lateral del edificio.

Todas estas medidas tienen como objetivo, garantizar por una parte, la integridad del sistema estructural en general y, por otra parte, asegurar que la estructura se comporta de acuerdo con el modelo de cálculo utilizado. A pesar de los efectos indeseados que inducen las irregularidades, el EC-8 no desaconseja explícitamente el proyecto de estructuras irregulares. Sin embargo, aplica unos factores de penalización que son incluidos en la determinación de los factores de comportamiento  $q$ .

En conclusión, los criterios relacionados con la tipología estructural afectan a los factores de comportamiento. Esto significa que a medida que la estructura es más irregular es de esperar que su comportamiento dúctil empeore, por lo que se aplica un factor de reducción menor, con el consecuente incremento de las fuerzas sísmicas de proyecto. El incremento de las fuerzas sísmicas de proyecto hace que inevitablemente las secciones resistentes de los elementos verticales deban incrementarse, tanto para permitir el control de las derivas de entrepiso, como para proporcionar mayor sección resistente frente al sismo.

### 2.3.1. Regularidad en planta

Se recomienda que la forma general de la planta sea un polígono convexo cerrado. Si existen entrantes cóncavos, debe examinarse cuidadosamente el efecto de éstos sobre el resto de la estructura. Se recomienda evitar plantas con formas abiertas en forma de L, H, C o X, tal como se muestran en la Figura 2.2, ya que los extremos de los diferentes cuerpos del edificio deben tener una rigidez en el plano que, al menos, iguale la rigidez del cuerpo central (Barbat et al., 2007; Oller et al., 2005). De esta manera es posible

garantizar el comportamiento del forjado como diafragma rígido. Además, la presencia de elementos salientes en planta causa el alejamiento entre el centro de rigidez y el centro de masas, por lo que se hace inevitable el efecto de la torsión, que afecta principalmente a las columnas ubicadas en las líneas de fachada más alejadas y que generalmente coinciden con ejes estructurales con menor número de columnas, por lo que el problema se vuelve más complejo al introducirse el efecto de la baja redundancia estructural.



Figura 2.2: Configuraciones en planta que deben ser evitadas

El efecto indeseado de las estructuras con plantas con entrantes se evita de forma eficiente mediante la utilización de formas resistentes sencillas, que combinadas entre sí permitan satisfacer los requerimientos arquitectónicos. En la Figura 2.3 se muestran las posibles soluciones propuestas para evitar los problemas de las plantas con entrantes mostrados anteriormente. Sin embargo esta solución debe complementarse con la verificación de los máximos desplazamientos laterales de los cuerpos generados, con la finalidad de evitar daños originados por el golpeo, que pudiesen conducir a fallos locales.

Tal como se ha visto anteriormente, la rigidez en planta correspondiente al nivel del forjado es mucho mayor que la rigidez lateral, por lo que cualquier deformación en el plano puede ser ignorada, con esto se simplifica el análisis dinámico de la estructura, gracias a que todos los nodos pertenecientes a

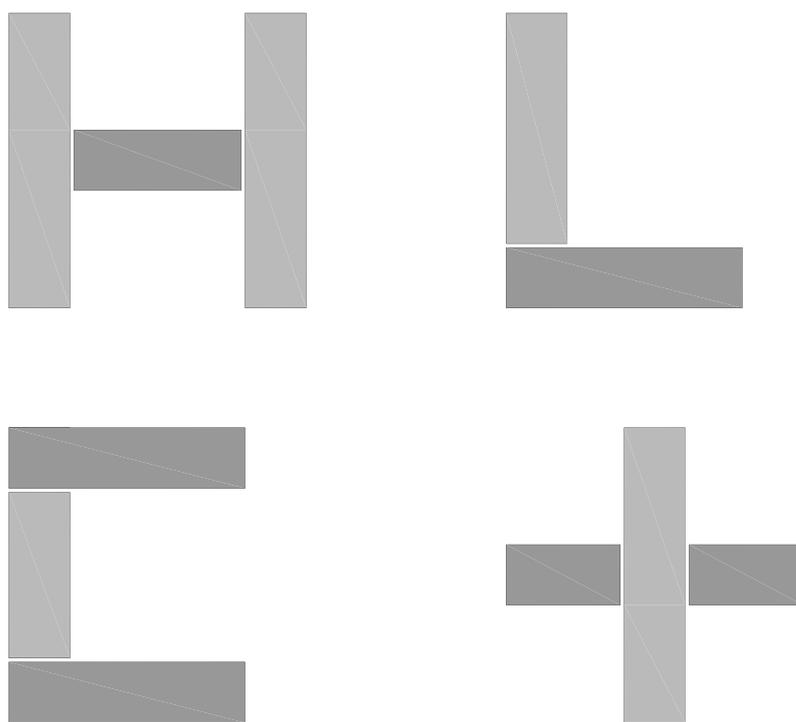


Figura 2.3: Solución a los problemas de configuración en planta

un mismo nivel tendrán los mismos desplazamientos horizontales, haciendo válida la hipótesis de masas concentradas por niveles.

La disposición de los forjados puede alterar de manera significativa la regularidad de las plantas. Así, la inexistencia de forjados en determinadas zonas de la planta, puede originar excentricidad adicional. Otra de las complicaciones adicionales es la de que los nodos de la planta ya no se moverán en conjunto, ya que no se garantiza la hipótesis de diafragma rígido, por lo que el análisis sísmico ya no podrá ser el estático equivalente.

Otra de las recomendaciones limita la relación de esbeltez entre los lados que forma una planta, de manera que el cociente obtenido dividiendo el lado mayor por el lado menor no sea mayor que 4, véase la Figura 2.4. En el caso de que la arquitectura incluya plantas con relaciones de esbeltez superiores a 4, la solución pasa por considerar dividir la planta en módulos con relación de esbeltez menor. En todo caso, cuando sea necesario utilizar módulos para simplificar la configuración de las plantas, igual como se indicó anteriormente, deberá cuidarse la separación entre los cuerpos, de forma que se evite el golpeteo entre cuerpos adyacentes.

En cuanto a las excentricidades, se limita la relación entre estas, de manera que no sean mayores que el 30 % del radio de torsión. Especial cuidado

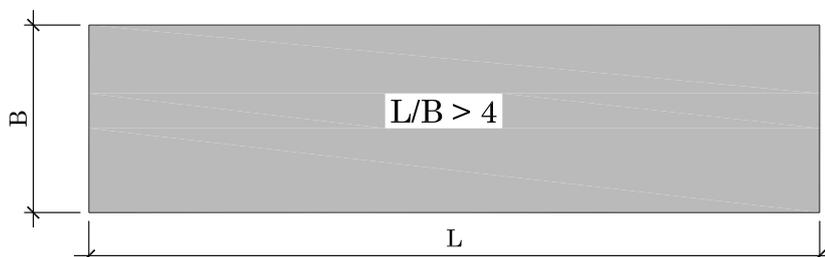


Figura 2.4: Límite de la relación de esbeltez en planta

debe prestarse a los edificios con núcleos de pantallas a cortante de hormigón, los cuales se deben disponer de tal forma que no originen excentricidades muy grandes, siendo recomendable que la disposición de las pantallas sea simétrica con respecto a los ejes que pasan por el centro de gravedad de la planta, ver Figura 2.5. Además, dichas pantallas deben ser continuas desde la cimentación hasta la cubierta para no causar variaciones en la ubicación de los centros de rigidez de las diferentes plantas, ni discontinuidad en la transmisión de las cargas de gravedad.

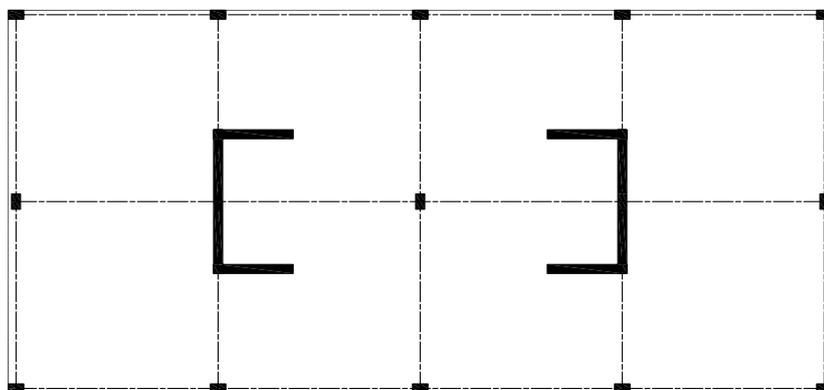


Figura 2.5: Distribución simétrica de pantallas en planta

Los edificios porticados de estructura metálica pueden presentar arriostramientos laterales del tipo concéntrico y excéntrico. En este caso, deberá prestarse especial cuidado a la ubicación de los tramos con arriostramientos, que por ser más rígidos alteran el emplazamiento del centro de rigidez. La recomendación general es similar a la de las pantallas, deberá proyectarse los arriostramientos de manera que sean simétricos respecto del centro geométrico de la planta. De igual forma, deberá garantizarse la continuidad

de los arriostramientos en elevación, con la finalidad de que no se generen plantas débiles por la interrupción de éstos.

### 2.3.2. Regularidad en elevación

Se espera que los edificios mantengan o reduzcan su rigidez y sus masas con la altura. Configuraciones contrarias, como por ejemplo, las de los edificios cuya rigidez crece con la altura o cuya masa crece con la altura contravienen las recomendaciones de proyecto conceptual y las normas, por lo que son penalizadas.

La rigidez total de las columnas correspondientes a un nivel no debe diferir mucho de la rigidez correspondiente a las columnas de las plantas adyacentes. Es decir, no debe haber cambios bruscos de rigidez de los elementos verticales de un edificio. Tampoco debe existir cambio en la orientación de la sección de las columnas, de manera que pueda garantizarse entre otras cosas la continuidad del acero longitudinal y permitir un adecuado confinamiento de los nodos. En todo caso, las secciones de las columnas deben ser determinadas luego de un proceso iterativo en el que deberá verificarse su capacidad resistente y satisfacerse el límite de las derivas de plantas.

Existen casos de edificios cuyas dimensiones en planta se reducen con la altura. Aparentemente, este hecho no contraviene a ninguno de los criterios de proyecto anteriormente citados. Sin embargo, la práctica usual del proyecto de edificios ha demostrado que la reducción de las plantas está inevitablemente acompañada por la reducción del área de la sección resistente vertical (el área total de columnas de una planta) lo que puede favorecer la ocurrencia de grandes desplazamientos relativos entre plantas sucesivas. Este hecho también puede llegar a producir una brusca reducción de la resistencia de un nivel respecto al inmediatamente inferior, permitiendo la formación del mecanismo de planta débil, por lo que se requiere que se apliquen las recomendaciones que limiten este tipo de reducciones, véase la Figura 2.6. En esta Figura, las zonas sombreadas corresponden a las plantas que pudiesen verse debilitadas en el caso de que existiese una brusca reducción de las áreas de las mismas.

También es importante evitar que las masas se incrementen con la altura, como se muestra en la Figura 2.7. Este incremento puede conducir a comportamiento indeseado, o puede estar asociado con la modificación del centro de masas de un nivel respecto de sus niveles contiguos, lo que origina problemas de torsión, afectando principalmente las columnas del nivel involucrado. La presencia de niveles con masa creciente implica que el tipo de análisis sísmico aplicado debe ser modal-espectral tridimensional, ya que el método estático equivalente cuya principal hipótesis es la de una distribución de fuerzas sísmicas creciente con la altura, ya no es válida.

En algunos edificios se puede observar frecuentemente que reservas de

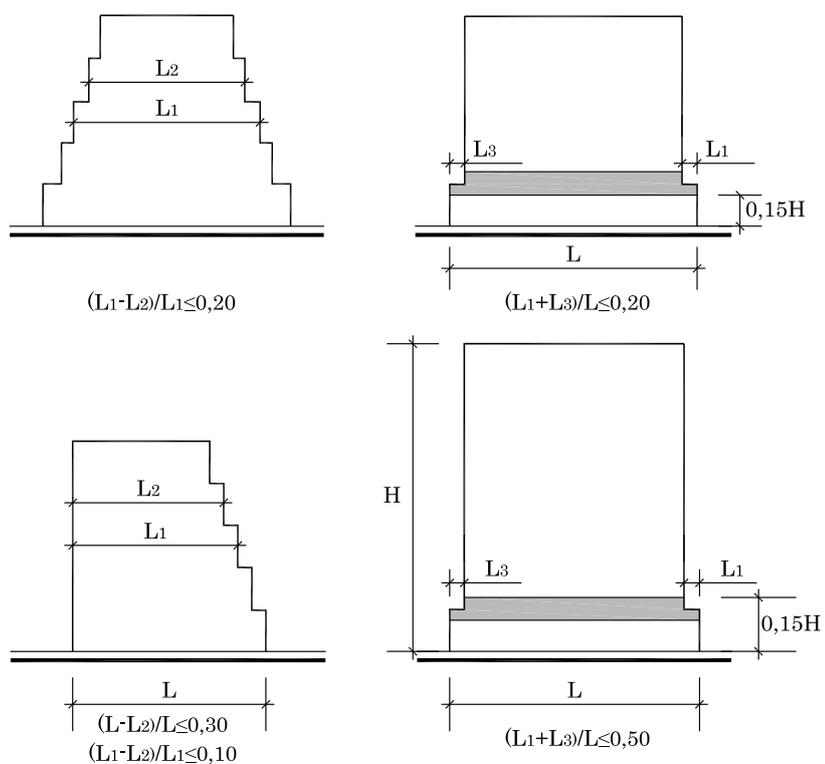


Figura 2.6: Límites a la reducción de plantas con la elevación

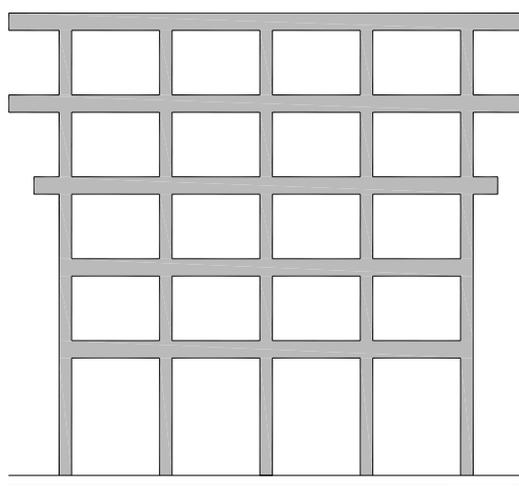


Figura 2.7: Ejemplo de plantas crecientes con la altura

agua e incluso piscinas se ubican en el nivel de cubierta, véase la Figura 2.8. Estos reservorios o piscinas incrementan la masa del nivel, por lo que el emplazamiento en la cubierta del edificio no es recomendable.

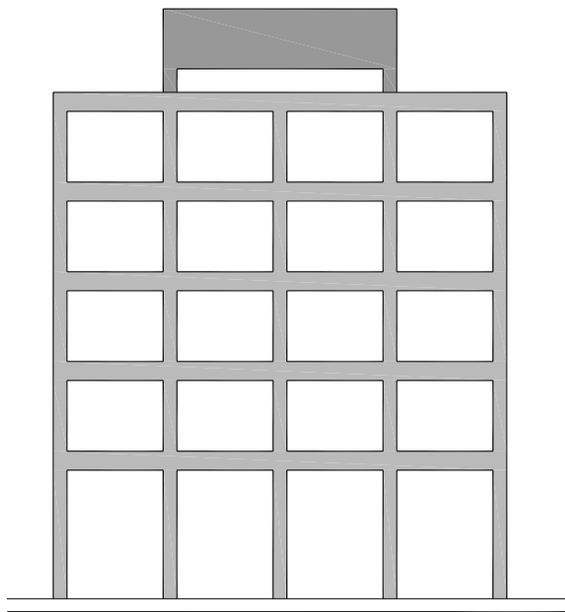


Figura 2.8: Masa concentrada en el nivel de cubierta

Durante los reconocimientos post-sísmicos es muy frecuente encontrar estructuras en las que se han producido daños por el efecto de columna cautiva en edificios que han sido proyectados de forma adecuada, no sólo en lo que respecta su configuración global, sino también en sus detalles de armado. Sin embargo, la falta de aplicación de criterios adecuados sobre la distribución de cerramientos, así como las posibles modificaciones de éstos realizadas durante la vida útil del edificio, pueden conducir al comportamiento de columna cautiva, un ejemplo de este tipo de alteraciones se muestra claramente en la Figura 2.9, en la que se puede apreciar que la mampostería no es continua, causando el efecto de columna cautiva hasta una cierta altura, desde la cual la columna posee un comportamiento libre. Muchas veces una columna se encuentra originalmente bien proyectada, sin embargo su respuesta se ve alterada por la interacción de la columna con elementos secundarios, siendo necesario reforzar la columna, con la finalidad de evitar su fallo por cortante.

En el caso particular de los edificios con sistema estructural de forjados reticulares, el efecto de columna cautiva puede ser inducido por los cambios de nivel de los forjados contiguos, agravándose el problema debido al bajo grado de redundancia de estos sistemas, que no permite transmitir las cargas bajo el hipotético fallo de alguna de estas columnas. En la Figura 2.10 se

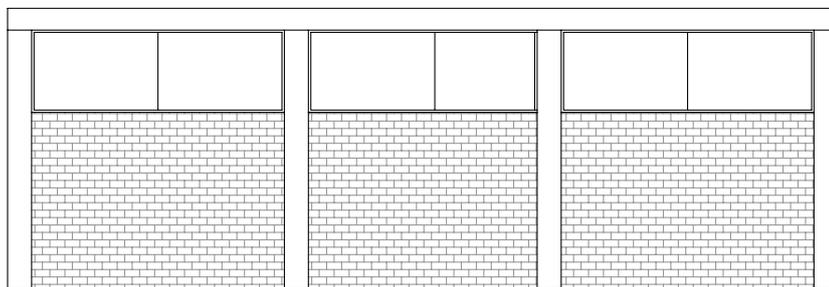


Figura 2.9: Ejemplo de columna cautiva producido por interacción con elementos secundarios

muestra este defecto de proyecto.

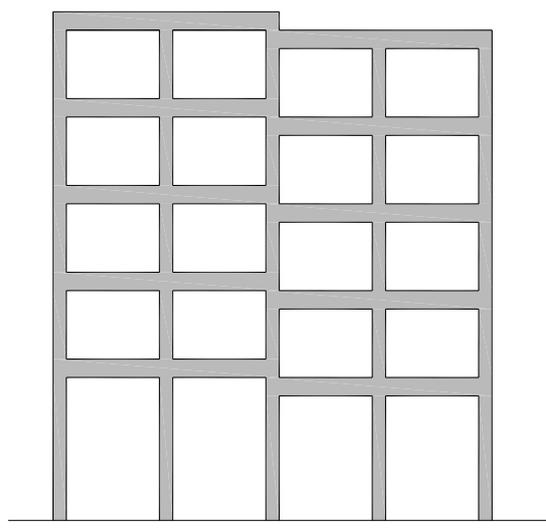


Figura 2.10: Edificio con columnas cautivas originadas por forjados

En edificios comunmente se puede apreciar otro aspecto que suele ser poco cuidado en el proyecto, como el de los núcleos de escaleras o de ascensores, que son de vital importancia a la hora de realizar cualquier labor de evacuación de un edificio después de un terremoto. La mayor parte de los problemas que se producen se deben al hecho de que las subestructuras de circulación suelen tener períodos de vibración muy diferentes a las del resto del edificio, lo que puede conducir a desplazamientos seguidos de fallos localizados en los elementos verticales (columnas o pantallas a cortante). Otro de los efectos indeseados que puede ser originado por los núcleos de ascensor es

que dichos núcleos, que se resuelven habitualmente mediante pantallas a constante que tienen mayor rigidez que las columnas de la planta, pueden alterar la ubicación de los centros de rigidez si no existiese simetría o si el núcleo se encontrase muy alejado del centro geométrico, provocando el incremento de la excentricidad de la planta y de la torsión global del edificio.

### 2.3.3. Defectos conceptuales a nivel local

Seguidamente se describe una serie de defectos locales en la determinación de la regularidad de las estructuras. Estos defectos generalmente no conducen al colapso de la estructura, sin embargo pueden llegar a producir el fallo local y la pérdida de capacidad resistente de algunos elementos e incluso el desplome de partes de la estructura.

El comportamiento inadecuado de las columnas puede provocar desplazamientos excesivos de éstos a nivel de plantas. Este comportamiento se puede atribuir a la falta de arriostramiento lateral de la columna en una dirección, como se muestra en la Figura 2.11, en la que una de las columnas se encuentra arriostrada mediante viga en una sola dirección, pero en la otra dirección la viga fue suprimida por requisitos arquitectónicos.

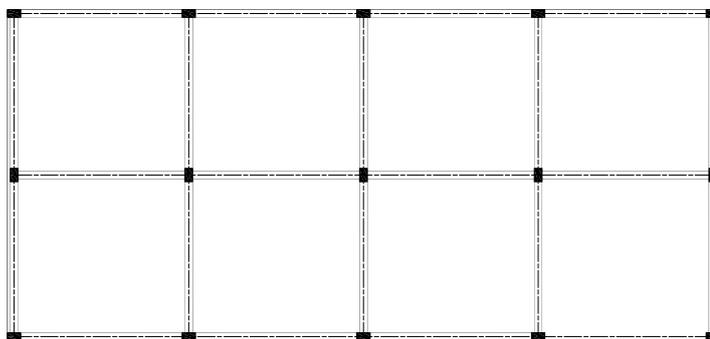


Figura 2.11: Interrupción del arriostramiento por supresión de viga

Un defecto grave consiste en no prever un sistema sencillo de transmisión de las cargas, inclusive las sísmicas, hasta la cimentación. Por ejemplo, es especialmente preocupante cuando las columnas se apoyan directamente sobre los forjados o sobre las vigas, véase la Figura 2.12, lo que no permite una transmisión directa de las cargas de gravedad desde la superestructura hacia la infraestructura. Además, cuando actúa el sismo, los forjados pueden fallar puesto que muchas veces su proyecto no se ha realizado para proporcionarles capacidad sismorresistente. En el caso de las vigas, cuando estas reciben las columnas, se encuentran imposibilitadas a transmitir las cargas verticales que les transmite la columna al producirse el fallo de la junta (no existe el

efecto beneficioso de la redundancia estructural).

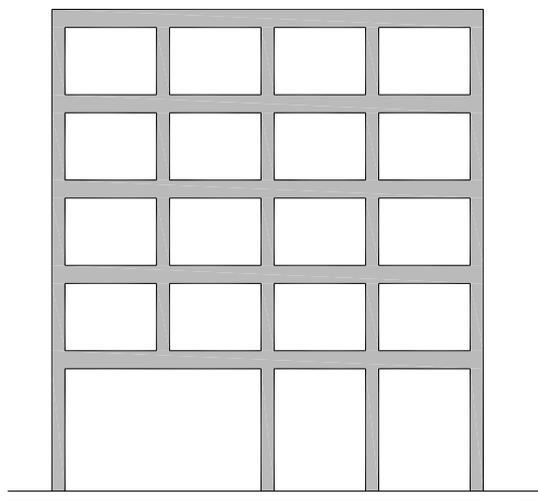


Figura 2.12: Interrupción de la línea de columnas

La situación de planta baja débil se debe a la necesidad de contar con espacios abiertos de mayor altura en la planta baja, destinados principalmente al uso comercial o en algunos casos a estacionamiento de vehículos.

Frecuentemente se proyectan estructuras con columnas dimensionadas con áreas suficientes para controlar eficientemente los desplazamientos en una de las dos direcciones ortogonales de un edificio. Sin embargo, es necesario tener en cuenta la direccionalidad del sismo, por lo que se deben proyectar soportes verticales con suficiente rigidez en dos direcciones ortogonales. En la Figura 2.13 se muestra un edificio en el que no se respeta la continuidad de los ejes resistentes verticales, como consecuencia de la ubicación de las columnas en la planta sin que se permita la formación de pórticos ortogonales. El hecho de desplazar las columnas por razones de espacio hace que algunas vigas se apoyen sobre otras vigas, lo que no permite la redistribución de momentos cuando plastifica alguno de los extremos de las vigas.

La importancia de la interacción de la estructura con los elementos arquitectónicos de cerramiento u otros elementos secundarios ya se ha puesto de manifiesto al estudiar la presencia de columnas cautivas. Pero también se pueden presentar problemas en edificios en los que por razones de espacio se requiere la eliminación de la mampostería, por ejemplo en plantas bajas destinadas a actividades comerciales o a estacionamiento de vehículos, como se muestra en la Figura 2.14. La ausencia de la mampostería hace que esa planta sea menos rígida y por tanto pueda desplazarse más que las plantas adyacentes, pudiendo producirse mayores derivas de planta con la consiguiente concentración de daño en las columnas de esta planta, que pudiese

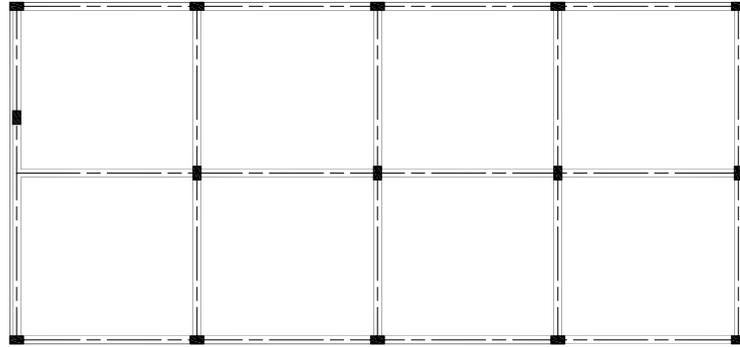


Figura 2.13: Falta de alineaamiento de las columnas

favorecer la formación de un mecanismo inestable.

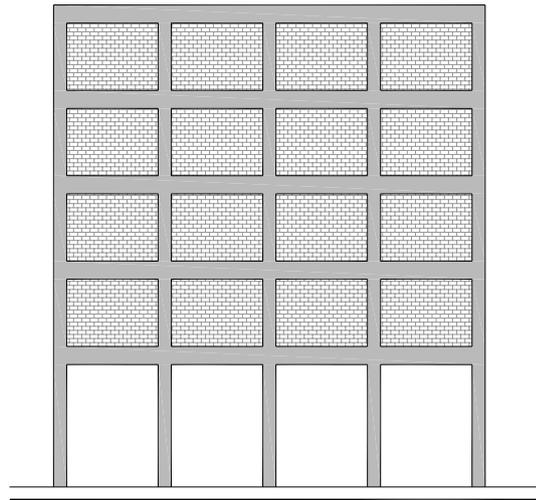


Figura 2.14: Planta baja débil por ausencia de mampostería

Como ya se habrá podido ver, no es posible tener una recomendación o precepto de proyecto conceptual adaptado a todas las situaciones o combinaciones de irregularidades. Como recomendación general, se debe tener que las estructuras deben ser lo más sencillas posible, procurando que la transmisión de las cargas desde la superestructura hacia las cimentaciones sea directa y diáfana. Si se sigue esta recomendación general, se puede llegar a proyectar estructuras regulares muy simples, que adicionalmente tienen la ventaja de que se pueden analizar con procedimientos numéricos más sencillos. Por el contrario, estructuras más complejas e irregulares requerirán

secciones resistentes más robustas y con mayor refuerzo, así como también de un detallado más cuidadoso o llegando inclusive a necesitar la adición de elementos estructurales adicionales.

#### **2.3.4. Estructuras singulares**

La construcción de estructuras singulares, llamadas así por su particular configuración, por solucionar casos poco usuales o por utilizar técnicas constructivas novedosas, no debe realizarse al margen de los principios de proyecto sismorresistente. Sin embargo, muchas de estas estructuras son proyectadas ignorando la amenaza sísmica. Uno de los defectos más frecuentemente observados es el que presentan estructuras con bajo nivel de redundancia estructural, originado generalmente por la necesidad de que existan espacios diáfanos en las plantas, originándose además vanos muy grandes. El fallo de los soportes verticales al no poder ser distribuidas las cargas, conduce al colapso frágil de la estructura bajo cargas de gravedad, sin que incluso se incrementen las cargas sísmicas. Otras estructuras singulares están constituidas por materiales novedosos o por combinación de técnicas constructivas. En estos casos, aparte de las recomendaciones de proyecto conceptual descritas anteriormente, es necesario aplicar un especial cuidado en las características de los materiales que conformen los elementos, procurando en todo momento que éstos tengan un comportamiento dúctil y que además las uniones permitan la disipación estable de energía sin pérdida de la capacidad portante.

Finalmente, en aquellos casos en los que cierto grado de irregularidad en planta o elevación o incluso cuando algún elemento introduzca alguna irregularidad local, debe establecerse claramente que se requerirá de un análisis sísmico más refinado, que es más caro computacionalmente y que además el proyecto de la estructura dará como resultado secciones mayores y con detalles de armado mucho más elaborados y por tanto más costosos.

### **2.4. El proyecto por prestaciones**

El proyecto por prestaciones, conocido como Performance-based Seismic Design, contiene un enfoque diferente al comunmente recogido en las normas de proyecto sismorresistente. Se presenta en esta sección debido a que muchos de los conceptos del proyecto por prestaciones son aplicados en la evaluación de la respuesta sísmica de las estructuras.

Luego de los terremotos devastadores de la década comprendida entre 1960 y 1970, la SEAOC (1968) recogió en el Blue Book las siguientes recomendaciones de cara a lo que debería ser el comportamiento sismorresistente esperado de las estructuras:

- Las estructuras deberán resistir los terremotos leves sin experimentar

daños

- Deberán resistir los terremotos de rara ocurrencia sin que ocurran daños estructurales, aunque pudiesen tener daños de elementos secundarios
- Soportar un terremoto de muy rara ocurrencia, experimentando daños tanto estructurales como no estructurales, pero sin alcanzar el colapso

En un trabajo publicado recientemente, las normas de proyecto sismorresistente se describen como prescriptivas, cuantitativas y detalladas (Ellingwood, 2008). Estas características proporcionan al proyectista y a la propiedad una falsa percepción de que el proyecto es seguro, siempre y cuando cumpla con una serie de prescripciones mínimas. En otras ocasiones las normas proporcionan la ilusión de robustez, dejando en el fondo de cumplir con las necesidades de los usuarios de los edificios. El proyecto por prestaciones modifica el paradigma de proyecto sismorresistente: es preferible que este satisfaga las expectativas de la propiedad, de los usuarios y del público en general, por tanto el objetivo primordial está mucho más allá que del mero hecho de satisfacer unos requisitos mínimos de seguridad pública (Krawinkler et al., 2006; Fragiadakis y Papadrakakis, 2008).

Estas recomendaciones generales quedaron plasmadas como unos objetivos del proyecto sismorresistente, pero lamentablemente no llegaron a implementarse directamente en los códigos de proyecto. El enfoque novedoso surge como una respuesta racional a una serie de inquietudes producidas luego de las observaciones del comportamiento de las estructuras durante los sismos fuertes de la década de 1990. El comportamiento de las estructuras fue tal que se produjo un número relativamente bajo de muertes, sin embargo las pérdidas materiales resultaron cuantiosas y afectaron gravemente las economías de los países en desarrollo. El documento Vision 2000 recogió las conclusiones extraídas de esos eventos catastróficos, procurando reorientar el proyecto sismorresistente usual sobre la base de un enfoque en el que se retomaban las recomendaciones generales de la SEAOC (SEAOC, 1995).

Más recientemente (FEMA356, 2000), se han tipificado los avances de la ingeniería sísmica con base en las prestaciones. La motivación está orientada a satisfacer los siguientes requerimientos:

- Limitar las consecuencias económicas y sociales asociadas con los daños producidos por los terremotos
- Elevar las prestaciones de edificios cuyos propietarios exigen un desempeño superior al alcanzado mediante prescripciones normativas mínimas
- Favorecer el adecuado refuerzo de estructuras consideradas como poco seguras luego de la ocurrencia de un terremoto fuerte

En la Figura 2.15 se muestra el flujograma de aplicación del proyecto por prestaciones contemplado en la norma de Taiwán (Xue et al., 2007). Es importante observar que en el procedimiento se privilegia la aplicación del proyecto conceptual como punto de partida y de modificación de un proyecto sismorresistente satisfactorio. Nótese que el procedimiento contempla la verificación de derivas en la fase de proyecto preliminar y que en efecto estas se pueden utilizar con la finalidad de definir adecuadamente los objetivos de las prestaciones, correspondientes a niveles de amenaza asociados. Una vez que se alcanza la satisfacción de las derivas del proyecto, se sigue al conjunto de pasos siguiente, que es la evaluación detallada de las prestaciones. Finalmente se realiza el detallado complementario, para garantizar un proyecto sismorresistente satisfactorio.

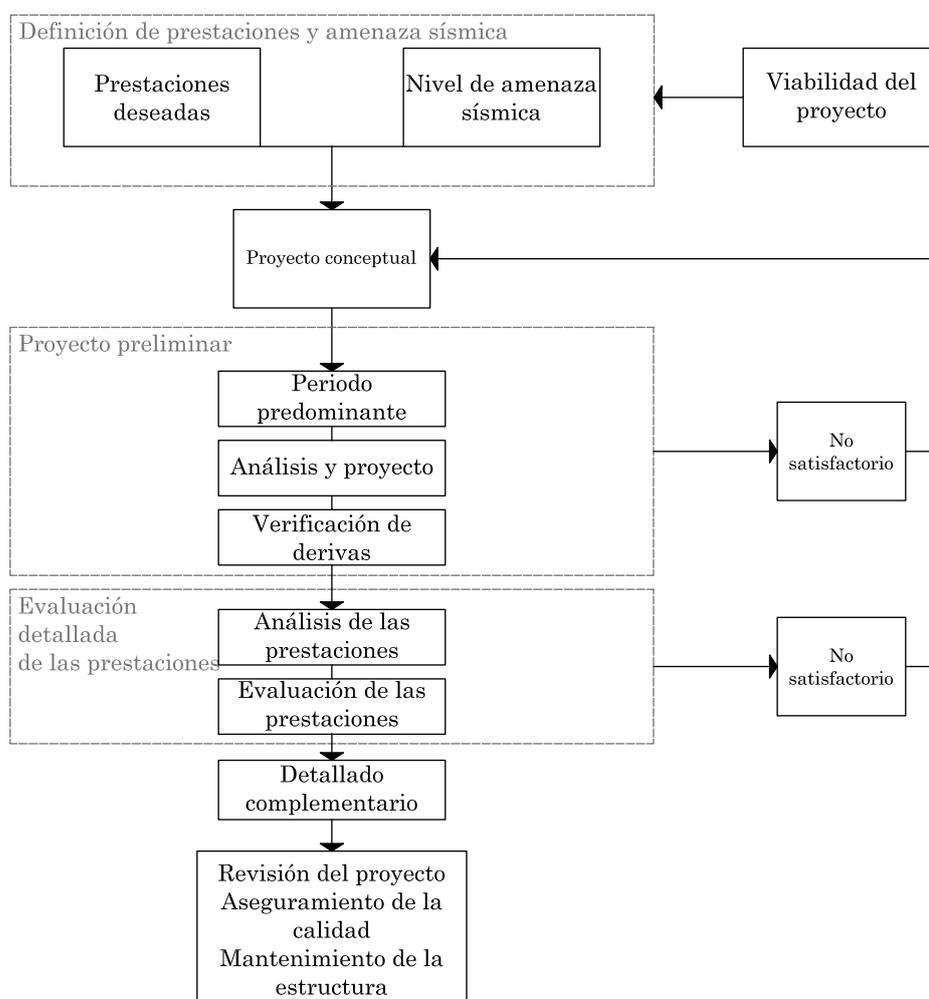


Figura 2.15: Flujograma de la norma de proyecto de Taiwán

Sin embargo, debe mencionarse que los procedimientos contemplados en el proyecto por prestaciones no se encuentran directamente definidos en las normas de proyecto sismorresistente y que la norma de Taiwán constituye a la fecha una excepción y que persiste de alguna manera un vacío entre las nuevas definiciones y objetivos del proyecto por prestaciones y el proyecto sismorresistente usual.

Uno de los paradigmas del proyecto por prestaciones es el de evolucionar para permitir que las nuevas tecnologías constructivas y el proyecto de estructuras satisfagan las expectativas de los usuarios y que permitan una predicción más confiable y controlada del desempeño estructural.

Conforme a cómo ha ido evolucionando el estudio del proyecto por prestaciones, se ha podido refinar los objetivos originalmente planteados en el Blue Book, para diferentes tipologías estructurales clasificadas conforme a su nivel de importancia. Esto ha permitido construir una matriz que contiene los diferentes tipos de estructuras y los distintos niveles de amenaza sísmica asociados con distintos Estados Límite, para los cuales existe un nivel de prestaciones esperado. En la Figura 2.16 se muestra dicha matriz con la clasificación de las estructuras contenida en las normativas de Estados Unidos (ASCE7, 2005). Obsérvese que en esta matriz se relacionan la frecuencia de ocurrencia de los eventos sísmicos con las consecuencias, que se interpretan como la superación de un determinado Estado Límite. Nótese que en esta figura se muestran cuatro Estados Límite, cantidad que dependerá del nivel de detalle de la evaluación de las prestaciones que se lleva a cabo.

La aceptación de las prestaciones de una estructura corresponderá a que no se supere el Estado Límite asociado con una determinada frecuencia de ocurrencia. Nótese que para los eventos de mayor frecuencia, que son eventos de baja capacidad destructiva, todas las edificaciones deben mantenerse en *servicio ininterrumpido*. Sobrepasar este límite se interpreta como una prestación inaceptable, por tanto el proyecto sismorresistente no ha alcanzado sus objetivos (si se tratase de una edificación nueva) o bien la edificación existente deberá ser adecuada sísmicamente para que pueda alcanzar las prestaciones requeridas.

Queda por tanto clara la relación que existe entre las consecuencias y la amenaza, de aquí la importancia de estimar adecuadamente esta última.

La amenaza se define mediante una distribución complementaria de probabilidades:  $H(x) = P[X > x]$ , que expresa la probabilidad de que un determinado nivel de demanda sea excedido. Para amenazas con períodos de retorno que interesan de cara a la determinación de las prestaciones de las estructuras, se pueden aplicar expresiones del tipo:

$$\ln H(x) \approx \ln \alpha - \kappa \ln x \quad (2.5)$$

donde  $\alpha$  y  $\kappa$  son los parámetros que caracterizan la amenaza.

La capacidad de una estructura frente a la demanda originada por una

		Consecuencia			
		Servicio ininterrumpido	Funcional	Preservación de vidas	Colapso inminente
Frecuencia	Frecuente $10^{-1}$ /años	Todas			
	Ocasional $10^{-2}$ /años	III	II		
	Rara $10^{-3}$ /años	IV	III	II	
	Muy rara $10^{-4}$ /años	Ninguna	IV	III	II

Clasificación según ASCE-7

I Edificaciones no peligrosas    III Edificaciones peligrosas  
 II Edificaciones normales        IV Edificaciones esenciales

Figura 2.16: Estados Límite y demandas asociadas

amenaza, es modelada mediante la probabilidad de alcanzar un Estado Límite o fragilidad, en la que la variable condicionante es un nivel específico de medida de intensidad. La fragilidad se define como la probabilidad de que un estado  $x$  sea menor o igual que un valor límite  $X$  y suele determinarse mediante distribución lognormal:

$$P[LS|X = x] = \Phi\left[\frac{(\ln x - m_R)}{\beta_R}\right] \quad (2.6)$$

siendo  $m_R$  la capacidad media y  $\beta_R$  la desviación estándar logarítmica de la capacidad.

Como se verá más adelante, los Estados Límite se pueden asociar a determinados umbrales de daño, definidos estos últimos mediante valores de la respuesta estructural (desplazamientos, derivas globales o derivas de plantas). La probabilidad de alcanzar un Estado Límite o estado de daño específico, ha sido determinada como la probabilidad de que la máxima deriva de planta exceda de un valor a partir del cual ocurren ciertos daños tanto en elementos estructurales como elementos secundarios. La determinación de las curvas de fragilidad se realiza a partir de simulaciones numéricas no lineales tanto pseudo estáticas como dinámicas, cuyas características se exponen en el siguiente Capítulo. La probabilidad de que se alcance un Estado Límite se

obtiene de la convolución de las Ecuaciones :

$$P[LS] = \sum_H P[LS|H]P[H] = H(m_R)exp\left[\frac{(\kappa\beta_R)^2}{2}\right] \quad (2.7)$$

Esta ecuación expresa que la probabilidad de alcanzar un determinado Estado Límite es igual a la amenaza evaluada en la capacidad media de la estructura, multiplicada por un factor de corrección determinado por la pendiente  $\kappa$  de la amenaza y la pendiente de la fragilidad del sistema  $\beta_R$ .

El proyecto por prestaciones apunta a un proyecto optimizado de las estructuras. Una estructura óptimamente proyectada es aquella cuyo desempeño ha sido mejorado de tal forma que los elementos han sido proporcionados para soportar las cargas y distribuir la demanda de manera proporcional en el punto en el que se alcanza la capacidad última (Fragiadakis y Papadrakakis, 2008).

#### 2.4.1. Dominios que controlan el proyecto por prestaciones

Desde una perspectiva global, el proyecto por prestaciones abarca tres dominios: la amenaza, el sistema estructural y las pérdidas. Todos estos dominios tienen variables aleatorias que deben ser descritas mediante valores medios y medidas de dispersión para considerar sus incertidumbres aleatorias.

El dominio de la amenaza contiene el período de retorno y la intensidad del terremoto asociada a este, además de los registros o acelerogramas a ser aplicados. La medida de intensidad se puede definir mediante un escalar o un vector. En ingeniería sismorresistente la aceleración espectral del primer modo de vibración es utilizada frecuentemente como *medida de intensidad*. Los acelerogramas escogidos para representar la acción sísmica para un valor específico de la medida de intensidad afectarán las curvas de demanda (en las que se grafican la medida de intensidad vs. el parámetro de demanda).

Las características de la acción sísmica deben considerarse conjuntamente con los objetivos de las prestaciones. La determinación de esas características constituye un trabajo arduo pero muy necesario. Se lleva a cabo usualmente mediante la determinación de valores partiendo de una curva que suministra las frecuencias anuales medias que produzcan una excedencia de una magnitud específica de la aceleración espectral. Por otro lado, para poder trabajar con un amplio rango de objetivos de prestaciones, es necesario definir más de un nivel de amenaza. La mayoría de los trabajos que abordan el tema admiten tres niveles de amenaza: un nivel de servicio, un nivel de proyecto y un nivel máximo esperado. Cada nivel tiene asociado un valor de aceleración máxima probable para un emplazamiento específico, que dependerá de las fuentes sismogénicas, la sismicidad instrumental y/o histórica, entre otros.

El dominio de las pérdidas contempla aquellos aspectos que representan las consecuencias de no cumplir con los objetivos de un determinado Estado

Límite. En el dominio de las pérdidas se cuantifican el número de fallecidos, la cantidad de tiempo perdido y las pérdidas financieras. Desafortunadamente, no ha sido posible formular hasta la fecha un procedimiento confiable para calcular el número de fallecidos, por lo que suele asociársele con el estado de colapso de la estructura. La pérdida de tiempo tampoco ha podido ser objetivamente cuantificada, por lo que suele asociarse con la pérdida de dinero.

El dominio del sistema estructural contiene la información correspondiente a los parámetros de demanda producidos por determinados niveles de amenaza y las pérdidas que pudiesen llegar a producirse. El dominio del sistema estructural suele dividirse en dos sub-dominios: uno para el estado no colapsado de la estructura y el otro para el estado de colapso. En el primer subdominio se debe definir una serie de curvas de fragilidad para Estados Límite intermedios. Estas curvas de fragilidad se obtienen mediante el análisis no lineal, que proporciona los valores de los parámetros de demanda calculados para un conjunto de medidas de intensidad. En cuanto al sub-dominio de colapso, deberán obtenerse curvas de fragilidad de estructuras susceptibles a sufrir deterioro, aplicando medidas de intensidad para las cuales se estima que la estructura pudiese alcanzar el colapso.

#### **2.4.2. Evaluación del proyecto por prestaciones**

En la fase de evaluación se lleva a cabo calculando las demandas de desplazamientos y de esfuerzos en elementos que pueden ser críticos o no. La adecuada estimación de los desplazamientos inelásticos de una estructura es un aspecto crítico del procedimiento de evaluación de las prestaciones, sobre todo cuando son aplicados Estados Límite no muy diferenciados entre sí.

La evaluación comprende por tando dos etapas: el modelado de la estructura, reproduciendo de la forma más fiel posible los componentes estructurales y no estructurales. La segunda etapa comprende el análisis empleando cargas sísmicas representativas de la amenaza.

En la fase de evaluación las demandas calculadas en los análisis son transformados en medidas de prestaciones. De esta manera, los desplazamientos, derivas globales, derivas de plantas y rotaciones de nodos se interpretan mediante una escala que varía entre 0 y 1, que comprende desde el comportamiento elástico hasta el daño total de los elementos.

El problema a resolver que surge es cómo transformar las demandas en valores de medidas de prestaciones de la estructura. El problema crece al no existir hoy en día lineamientos normativos de cómo hacer para obtener la deseada transformación.

Existe un enfoque determinista que es aplicado por varios investigadores, algunos de los cuales han sido citados en este apartado. Mediante este enfoque se comparan los resultados del análisis no lineal contra valores límite

previamente convenidos, o simplemente adoptados de otras investigaciones. De la revisión de algunos de estos valores, Kunnath (Kunnath, 2005) concluye que se pueden formular de forma muy variada, por ejemplo a nivel seccional, local o global. Dada la variabilidad de los límites de evaluación, es recomendable formular índices de evaluación, preferiblemente adimensionales, que permitan la evaluación de casos semejantes a los casos estudiados. En el Capítulo 4 se muestran algunos de estos índices, desarrollados tanto a nivel local como global.

El enfoque determinista utiliza frecuentemente el concepto de *espectro de capacidad*, para facilitar el procedimiento de evaluación de las prestaciones. Este no es más que la curva de capacidad, obtenida del análisis con empuje incremental, transformada en la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad, haciendo uso de las características de la respuesta modal. Cuando el espectro de capacidad se grafica conjuntamente con el *espectro de demanda* (usualmente el espectro de proyecto elástico) es posible obtener un punto de demanda, conocido como *punto por prestaciones*. En la Figura 2.18 se muestra uno de los procedimientos aplicados en la determinación del punto por prestaciones. Es necesario indicar que existen varios procedimientos para calcular el punto por prestaciones, sin embargo en este trabajo se ha seleccionado uno que resalta por tener fundamentos más racionales (Fajfar, 2000).

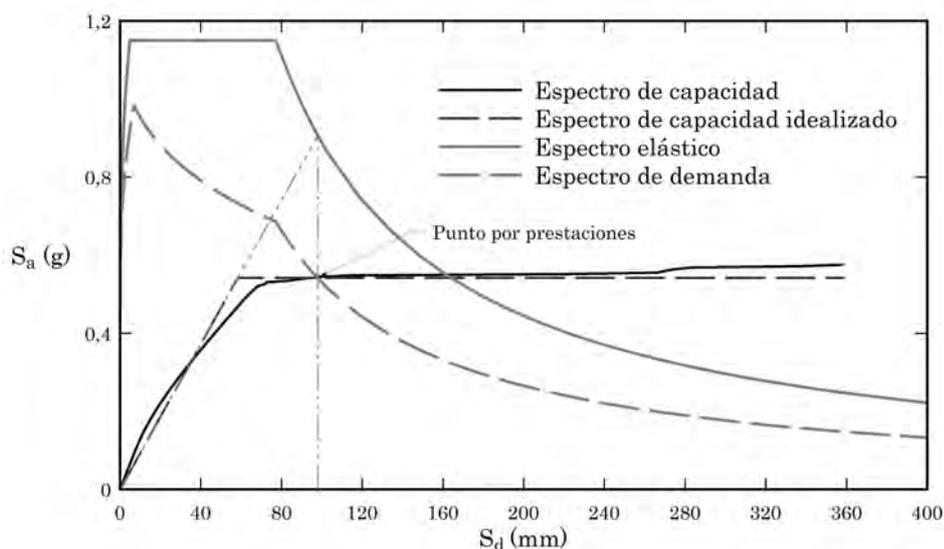


Figura 2.17: Estados Límite y demandas asociadas

También existen procedimientos de base conceptual probabilista, que se usan de forma complementaria a los procedimientos de tipo determinista. Un ejemplo claro de estos procedimientos los constituyen las *curvas de fragilidad*, que representan la evolución de la distribución acumulada de la probabilidad

de daño con respecto a una variable de prestaciones, calculada esta última en función de la amenaza que caracteriza el emplazamiento del caso estudiado.

La capacidad de una estructura frente a una demanda producida por una demanda específica, se modela mediante la probabilidad de alcanzar un Estado Límite o fragilidad, en la que la variable condicionante es un nivel específico de demanda  $x$ . La fragilidad frecuentemente se expresa mediante la distribución lognormal:

$$P[LS|X = x] = \Phi[(\ln x - m_R)/\beta_R] \quad (2.8)$$

donde  $m_R$  es la capacidad media y  $\beta_R$  es la desviación estándar logarítmica de la capacidad. Sirve como ejemplo la curva de fragilidad mostrada en la Figura 2.18.

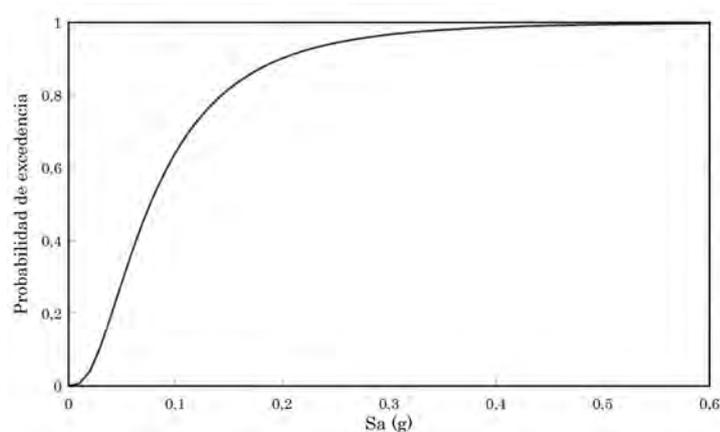


Figura 2.18: Curva de fragilidad en la que la demanda se expresa en términos de la aceleración espectral

Finalmente, este tipo de análisis debe conducir a una adecuada estimación de pérdidas sobre la base de la evaluación de las prestaciones. La estimación de pérdidas suele formularse sobre la base de resultados experimentales en los que deben evaluarse no solo los daños de los elementos estructurales, sino también los elementos no estructurales.

Buscando una vía para aplicar los principios del proyecto por prestaciones, en se presentarán en los siguientes Capítulos, ejemplos de análisis elástico y proyecto sismorresistente y luego a los casos resultantes se les aplicará el análisis no lineal con el fin de evaluar las prestaciones alcanzadas para tres Estados Límite definidos mediante acelerogramas.

### 2.4.3. El riesgo: cuantificación, aceptación y comunicación

La aceptación por parte de la comunidad de ingenieros estructurales de riesgo mediante probabilidades es reciente. El índice de confiabilidad es una

medida de riesgo y una herramienta eficaz de cara a la comunicación del riesgo. Es especialmente conveniente en situaciones en las que la incertidumbre del proceso de modelización son demasiado elevados y existen pocas posibilidades en la toma de decisiones.

Cuando se aplican los procedimientos de evaluación de las prestaciones de una estructura, es necesario considerar cuidadosamente tanto la demanda definida por la amenaza, como las capacidades de la estructura. El resultado es una proyección del daño y las pérdidas probables para distintos niveles de amenaza, que deben ser comunicados adecuadamente a la propiedad, aseguradoras u ocupantes, de manera que se produzca la selección del nivel de prestaciones que estos desean que alcance la estructura durante su vida útil. Esta interacción sienta las bases para que seguidamente el proyectista inicie el proceso de proyecto sismorresistente definitivo.

Se entiende por aceptación del riesgo la tolerancia que puede tener el encargado de la toma de decisiones de aceptar la ocurrencia de determinadas fallas. Se ha observado que la aceptación del riesgo tiene que ver más con la percepción del riesgo que con la probabilidad de ocurrencia de un evento catastrófico, por tanto, el umbral de riesgo depende del punto de vista de cada persona.

La comunicación del riesgo exige un diálogo permanente entre el equipo proyectista, la propiedad y el grupo de usuarios del proyecto, con la finalidad de incrementar la credibilidad y la aceptación de los resultados de la estimación del riesgo.

## Capítulo 3

# Análisis sísmico de estructuras

### 3.1. Introducción

El proyecto sísmico se fundamenta en proporcionar una estructura cuya capacidad sea superior a la demanda que impone la amenaza sísmica. En este capítulo se revisan los procedimientos normativos usuales para llevar a cabo el análisis sísmico de estructuras porticadas, estudiando aspectos relevantes del análisis elástico, proporcionando las características que más adelante serán verificadas a la luz del análisis no lineal.

En este capítulo se abordan los aspectos más relevantes del análisis sísmico normativo. El tema se desarrolla mediante la descripción del análisis sísmico, utilizando como ejemplo el análisis de un grupo de edificios porticados de hormigón armado, en el cual se introduce un nuevo procedimiento de dimensionado de edificios porticados con base en desplazamientos.

### 3.2. Procedimiento para el análisis sísmico usual

A pesar de los notables avances tecnológicos en el área de los ordenadores, las limitaciones que estos presentan a la hora de efectuar procedimientos de cálculo complejo, han permitido que hasta nuestros días se continúe aplicando el análisis elástico de las estructuras. El análisis sísmico es un tipo particular de análisis, en el que se aplican conjuntamente las cargas de gravedad y las cargas inducidas por los terremotos, pero bajo comportamiento elástico de la estructura.

Por otro lado, es importante disponer para el análisis sísmico una adecuada caracterización de la demanda sísmica. Como se sabe, la naturaleza de los terremotos imposibilita que se pueda determinar la demanda con absoluta certeza, por lo que necesariamente se deben aplicar cálculos con base en procedimientos probabilistas. De esta forma, la amenaza sísmica se aplica simplificada mediante espectros elásticos de proyecto, transformando

el efecto de la incursión en el rango plástico mediante la aplicación de factores de reducción de respuesta, también conocido como factor de comportamiento.

De acuerdo con lo anterior, el análisis sísmico que se efectúa utilizando espectros de proyecto se denomina análisis sísmico espectral. Dependiendo de la regularidad de la estructura (ver capítulo anterior), las normas de proyecto sismorresistente permiten la aplicación de dos tipos de análisis con base en espectros de proyecto: el análisis sísmico equivalente y el análisis sísmico modal. La diferencia entre ambos tipos de análisis radica en el empleo de las características de la respuesta dinámica del último de los análisis.

Resulta también llamativo el hecho de que los avances en el área de la mecánica computacional no siempre redundan en avances en el estado de la práctica usual del proyecto sismorresistente (Vielma et al., 2011). Igualmente existen incongruencias entre la aplicación de los nuevos enfoques, por ejemplo el proyecto sismorresistente por prestaciones, el proyecto sismorresistente por consecuencias o el proyecto sismorresistente por desplazamientos y los procedimientos usualmente adoptados en las normativas. Queda pendiente la tarea de aprovechar todos estos avances y ponerlos a disposición de los proyectistas estructurales y de alguna manera permitir que progresivamente se incorporen en las normas con la finalidad de propiciar un proyecto más racional cuya aplicación produzca estructuras más seguras.

### 3.2.1. Análisis modal espectral

Seguidamente se exponen los detalles del análisis modal espectral aplicado como análisis sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado.

Las cargas del proyecto son de diferente naturaleza. Por un lado se tienen las cargas de tipo gravitatorio, que incluyen las cargas permanentes (peso propio de los elementos estructurales y peso de los componentes secundarios) y las cargas de explotación que dependen del uso de la edificación. Por otro lado, se tienen las cargas accidentales entre las que se encuentran las cargas sísmicas, de impacto y eólicas. Las cargas sísmicas son cargas de origen accidental y su determinación depende entre otras cosas de la masa sísmica del edificio y de la aceleración correspondiente al nivel de amenaza sísmica.

La masa sísmica se determina a partir del peso sísmico dividido por la aceleración de la gravedad. A su vez el peso sísmico se obtiene considerando todas las cargas de gravedad que actúan sobre la estructura, afectadas por un coeficiente que cuantifica la probabilidad de que todas las cargas de gravedad se encuentren actuando sobre la estructura durante la ocurrencia de un evento sísmico. Para el caso de las cargas permanentes el coeficiente es 1,00, mientras que para las cargas de explotación el coeficiente es 0,25. Durante el modelado de la estructura la masa sísmica puede distribuirse entre los nodos de la estructura o concentrarse en un *nodo maestro*, definido

especialmente con este fin; la selección de la forma de incorporar la masa sísmica en el modelo depende del número de grados de libertad adoptado en el análisis, si las juntas viga columna definen un nodo con  $n$  grados de libertad, el análisis se lleva a cabo considerando las traslaciones relativas de los nodos de la misma planta.

Una versión simplificada es la que se adopta cuando se aplica el nodo maestro. En ese caso se asume la hipótesis de que la planta es infinitamente rígida en su plano y que por tanto los desplazamientos laterales de todos los nodos están asociados a los desplazamientos del nodo maestro. Esta característica reduce sustancialmente el número de grados de libertad del modelo estructural, permitiendo un considerable ahorro computacional en el análisis. Sin embargo, es necesario recordar que la simplificación de aplicar un nodo maestro dependerá de que la estructura disponga de forjados que confirmen la condición de diafragma rígido, en caso contrario deberá aplicarse el análisis con todos los grados de libertad de la estructura.

En la Figura 3.1 se muestran los resultados del análisis dinámico aplicado a un pórtico de tres plantas. Obsérvese que cada modo de vibración tiene unos desplazamientos que definen la forma modal; cada forma modal muestra un número determinado de cruces con la posición de equilibrio. Puede observarse además que las vigas de todas las plantas tienen diferentes deflexiones, lo que significa que no se ha aplicado la simplificación de considerar un nodo maestro por planta, en otras palabras, no se ha considerado la presencia de diafragma rígido. En todo caso, los desplazamientos modales obtenidos al considerar o no diafragma rígido no varían mucho cuando se trata de edificios regulares como el que se ha mostrado.

### 3.2.2. Dimensionado sísmico usual

Simultáneamente al análisis sísmico se realiza el procedimiento de dimensionado de las secciones de las estructuras. El procedimiento usual consiste en que la estructura se dimensiona por cargas de gravedad y luego se le aplica un análisis preliminar, que puede ser el análisis estático equivalente. En otros casos, el proyectista realiza el análisis previo por cargas de gravedad y pasa luego a aplicar comprobaciones de las secciones de vigas y columnas, estimando el comportamiento que los elementos tendrán al ser sometidos a las cargas sísmicas. En estos casos se comprueba la capacidad de las vigas y las columnas con la finalidad de asegurar el comportamiento viga débil-columna fuerte.

Pero lo más común es que el proyectista verifique los desplazamientos laterales a partir de sucesivos análisis dinámicos de la estructura. En principio se parte de una configuración y dimensionado por carga vertical en la que se han seguido las prescripciones de proyecto conceptual. Con estos datos geométricos se efectúa el análisis y se pasa a calcular los desplazamientos laterales inelásticos; para esto se utilizan los desplazamientos elásticos calcu-

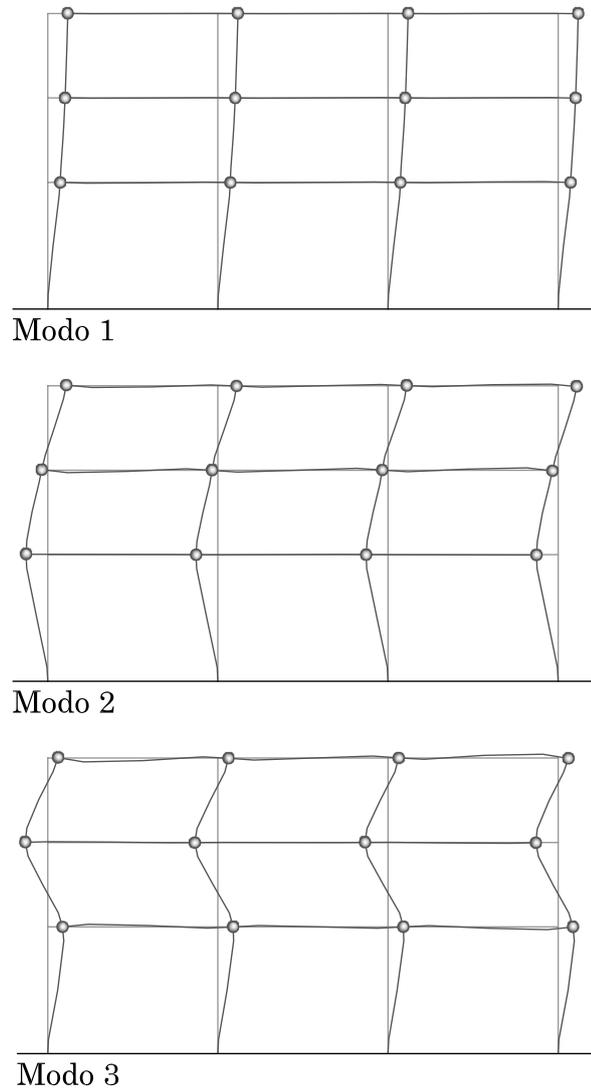


Figura 3.1: Respuesta modal del edificio de tres plantas

lados en el análisis, amplificándolos mediante un coeficiente que se determina a partir del factor de comportamiento  $q$ .

Con los valores de los desplazamientos inelásticos se procede a calcular las derivas de entrepiso, si estas son mayores que un determinado umbral, se considera que las secciones son insuficientes, pasándose a incrementar las secciones de vigas y columnas y a realizar de nuevo el análisis hasta obtener un resultado satisfactorio. Seguidamente, se analizan las secciones para producir el detallado, satisfaciendo los requisitos de armado longitudinal que garanticen la resistencia y el confinamiento. Sin embargo, este paso general-

mente requiere la satisfacción de requisitos de índole tecnológico, que tienen que ver principalmente con las máximas cuantías que las secciones pueden albergar. Por ejemplo, en el caso de secciones con dimensiones reducidas es muy difícil colocar cuantías altas de acero longitudinal, más aun en el caso de los nodos viga-columna, en los que la concentración de acero longitudinal y transversal puede complicar mucho la colocación del hormigón. Todo este procedimiento se encuentra resumido en la Figura 3.2 reproducida de (Priestley et al., 2007). Nótese que los pasos contenidos en esta figura muestran enteramente el procedimiento de proyecto normativo usual.

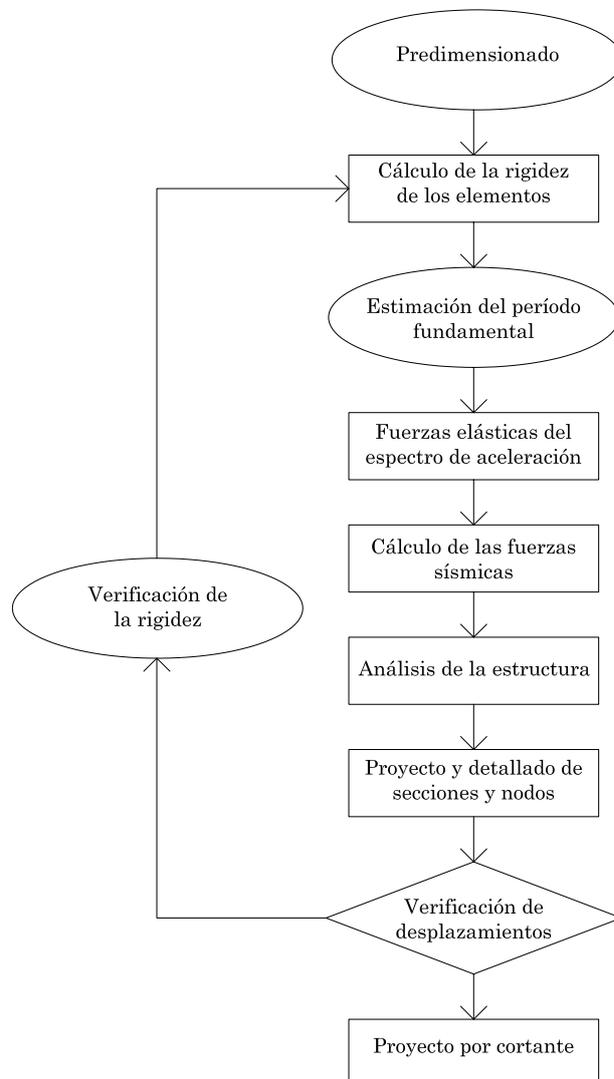


Figura 3.2: Procedimiento de análisis y proyecto sismorresistente

El procedimiento antes descrito tiene como fundamento tratar de limitar las derivas de plantas, para de esta manera limitar el daño que se puede llegar a producir, especialmente en las columnas. Los valores límite impuestos a las derivas son muy variables en las diferentes normas de proyecto sismorresistente, y a excepción del EC-8, no se aclara a qué Estado Límite específico corresponden los umbrales prescritos. Esto deja al proyectista sin la posibilidad de decidir si el proyecto que analiza es mejorable o si se debe conformar con los valores alcanzados. Más aun, la tendencia actual de las normas sismorresistentes es la de aumentar los factores de amplificación de las derivas, lo que se ha observado especialmente en el ASCE-7 (2006). En la Figura 3.3, se pueden observar los valores prescritos en diferentes normas (Priestley et al., 2007):

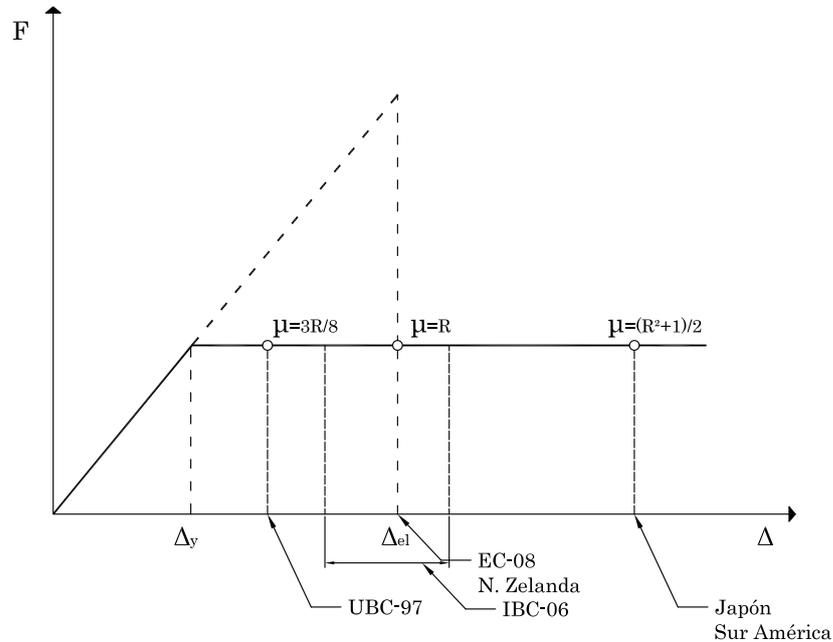


Figura 3.3: Factores de amplificación de desplazamientos según diferentes normas

Puede apreciarse en la Figura anterior que los valores de los factores de amplificación son bastante diferentes. Esto lleva a pensar que algunas normas son más exigentes que otras desde el punto de vista de los desplazamientos. A la persona que le corresponda afrontar el problema le debe llamar la atención esta variabilidad y las consecuencias que puede introducir en el proyecto la aplicación de unos o de otros factores de amplificación. Nótese, por ejemplo, que las normas americanas tienen unos factores de amplificación de desplazamientos muy bajos en comparación con las norma japonesa; para

el caso de un factor de comportamiento  $q = 4$ , que es un valor intermedio, según el UBC-97 (IBC, 1997) el factor de amplificación de desplazamientos debería ser de 1,5, mientras que según la norma japonesa (JMC, 2004) dicho valor sería 8,5, lo que significa que los desplazamientos inelásticos calculados por la norma japonesa son casi seis veces mayores que los desplazamientos inelásticos calculados según el UBC-97. Puede deducirse fácilmente que esta diferencia significativa termina siendo decisiva para que en la normativa japonesa el proyecto de las secciones sea dominado por desplazamientos y no por resistencia.

### 3.3. Propuesta para el dimensionado sísmico de estructuras porticadas

Llegados a este punto merece la pena revisar las razones que sustentan la necesidad de cambiar el enfoque del dimensionado sísmico de las estructuras. Entre otros autores en (Kunnath, 2005) se menciona que la utilización de factores de comportamiento en la determinación de los parámetros sísmicos de los edificios, introduce una serie de incongruencias en el proceso de proyecto que lo hacen poco transparente y no permiten que el proyectista sea capaz de introducir los cambios que las diversas características de las estructuras requieren. Por ejemplo, puede observarse que la mayoría de las normas de proyecto sismorresistente contemplan factores de comportamiento iguales para estructuras porticadas, independientemente de los materiales que las constituyen. Como se verá más adelante, esto genera fuertes distorsiones a la hora de determinar la demanda (fuerzas de proyecto y desplazamientos).

Con la finalidad de mejorar el procedimiento aplicado para amplificar los desplazamientos, se presenta uno nuevo con base en la respuesta no lineal de las estructuras. El procedimiento propuesto se resume en la Figura 3.4. Es de hacer notar que la novedad introducida con la finalidad de hacer más rápida la convergencia del procedimiento, es la de los factores de amplificación de desplazamientos aplicados. Seguidamente se ofrece una descripción resumida de cada uno de los pasos adoptados.

En primer lugar, el pocedimiento de predimensionado preliminar se inicia con la selección de unas dimensiones típicas de columnas y vigas, procurando satisfacer el precepto de proyecto conceptual de viga débil-columna fuerte. Con estas dmensiones y aplicando las cargas de gravedad, se realiza el análisis de la estructura y se pasa a verificar las máximas tensiones normales en las columnas, que de ser mayores que los admisibles en una o más columnas requerirá de el incremento de las secciones de las columnas hasta que se satisfaga esa condición. Otra opción, menos recomendable consiste en incrementar la resistencia del hormigón.

En la fase de predimensionado sísmico se verifican los axiles y los momentos de vuelco bajo la acción de cargas de gravedad y fuerzas sísmicas

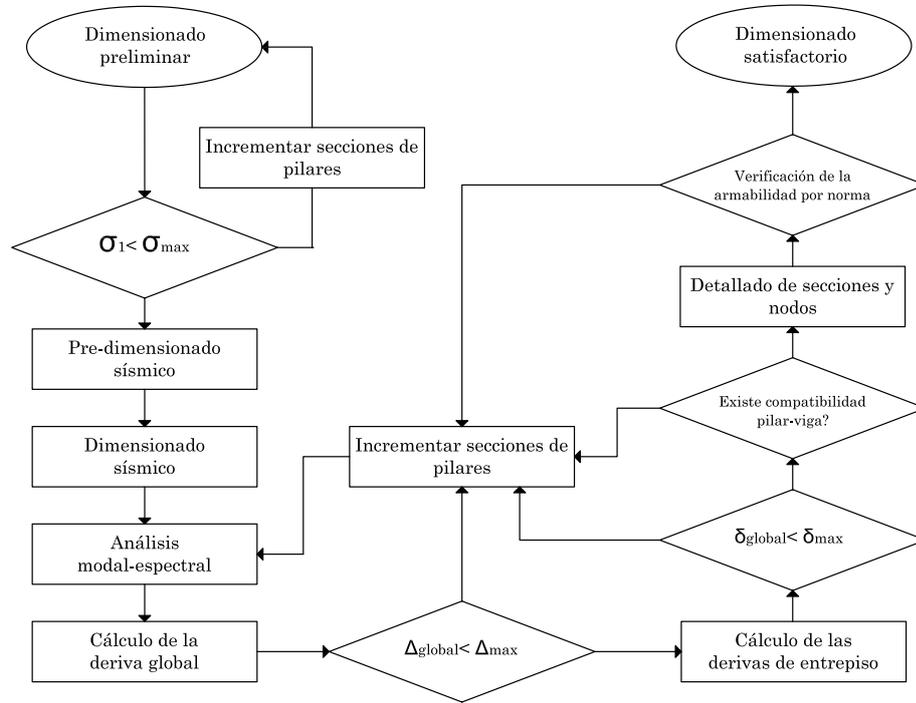


Figura 3.4: Procedimiento de dimensionado sísmico

obtenidas mediante la aplicación de coeficientes, obtenido por ejemplo aplicando el método estático equivalente. En este paso, si las secciones adoptadas en el predimensionado preliminar resultasen insuficientes, se procede a incrementarlas, manteniendo siempre el criterio de viga débil-columna fuerte.

Una vez que se ha completado el predimensionado, se pasa al dimensionado sísmico, tomando las secciones obtenidas del paso anterior. Se elabora el modelo con los datos geométricos y mecánicos del proyecto y se prepara la demanda sísmica en forma de espectro inelástico de proyecto.

Seguidamente se lleva a cabo el análisis modal espectral en una dimensión, si la estructura analizada se puede simplificar en pórticos desacoplados, para lo que se requiere el cumplimiento de ciertos criterios de regularidad. En caso contrario se aplicaría el análisis tridimensional o espacial, en el que se consideran tres modos por cada planta del edificio. De no garantizarse la existencia de los diafragmas rígidos, el análisis se efectuaría considerando tres grados de libertad por cada uno de los nodos de la estructura.

Del análisis modal-espectral se obtienen los desplazamientos máximos probables de los nodos, que se obtienen de la aplicación de la combinación cuadrática completa (CQC) o del método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). De las componentes de los desplazamientos interesan

la componente horizontal, que es la que finalmente servirá para controlar los daños. Primeramente con el desplazamiento del nodo de control de la planta de cubierta (generalmente se selecciona al centro de gravedad de la planta) se obtiene el desplazamiento inelástico, aplicando el factor de amplificación indicado anteriormente. Se divide este valor entre la altura total del edificio y se obtiene la deriva global en porcentaje:

$$\Delta_{Global} = \frac{D_{cubierta} \times 100}{H_{Total}} \quad (3.1)$$

que se compara con el valor máximo permitido. Los valores máximos de la deriva global suelen ser bastante uniformes, independientemente del número de plantas y de vanos de los edificios, siempre y cuando sean estos regulares. En este caso, (Vielma, 2008; Vielma et al., 2008c,a) ha propuesto el conjunto de valores que se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Valores de la deriva global previos al colapso

Número de plantas	Deriva global (%)
3	2,201
6	2,302
9	2,377
12	2,190

En el caso que la deriva global supere el valor límite, es necesario incrementar la secciones de las columnas y proceder a realizar nuevamente el análisis modal-espectral. Seguidamente se verifican las derivas de plantas, estas se calculan mediante los desplazamientos de plantas sucesivas entre la altura que separa esas plantas, véase la Figura 3.5.

La deriva de la planta  $i$  está dada por la relación entre la diferencia de los desplazamientos laterales de la planta estudiada  $D_i$  y la planta inferior  $D_{i-1}$  dividida por la diferencia de la altura de la planta estudiada  $H_i$  y la planta inferior  $H_{i-1}$ :

$$\delta_i = \frac{D_i - D_{i-1}}{H_i - H_{i-1}} \quad (3.2)$$

Este criterio es el más exigente de todos los aplicados hasta este momento. Para los análisis efectuados con factores de amplificación iguales o menores que  $q$ , el proceso suele requerir de varias iteraciones hasta conseguir secciones plenamente satisfactorias. Mediante la modificación del procedimiento, considerando factores de amplificación de desplazamientos afectados por la reserva de resistencia, es posible reducir varios ciclos de iteraciones.

Si el procedimiento es satisfactorio se pasa a verificar que se cumpla la relación viga débil columna fuerte, mediante la aplicación de la expresión:

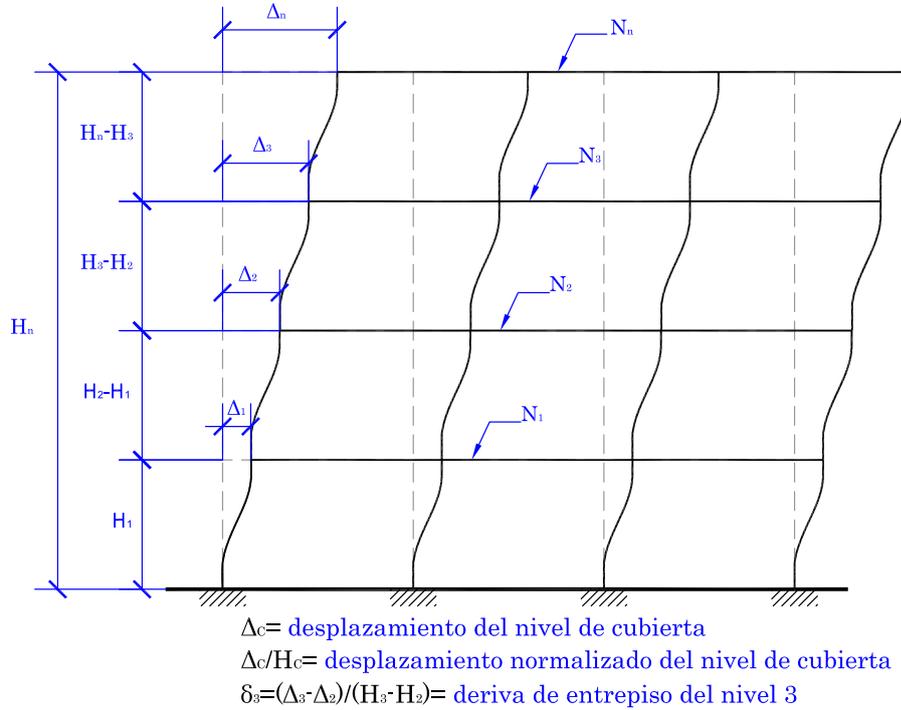


Figura 3.5: Derivas de plantas

$$\sum M_R^c \geq 1,3 \sum M_R^v \quad (3.3)$$

donde  $M_R^c$  y  $M_R^v$  son los momentos de las vigas y las columnas que concurren a la junta, respectivamente.

### 3.3.1. Propuesta de factores de amplificación de desplazamientos

Como ya se ha visto, el procedimiento usual de dimensionado sísmico que se aplica durante el análisis y que se conduce mediante la verificación de estados límite, depende exclusivamente del factor de comportamiento  $q$  aplicado en el proceso de reducción del espectro de proyecto elástico. Los desplazamientos calculados mediante el análisis elástico se transforman en desplazamientos inelásticos utilizando un factor de amplificación igual al factor de comportamiento, generalmente obtenido a partir de la ductilidad de desplazamiento global de las estructuras.

Este procedimiento se ha aplicado de esta manera debido a que para sistemas de un grado de libertad con comportamiento elasto-plástico perfecto, los desplazamientos inelásticos equivalen a los desplazamientos elásticos am-

plificados por la ductilidad, debido a que para este desplazamiento idealizado, se puede aplicar la hipótesis de iguales desplazamientos cuando se está analizando estructuras equivalentes con períodos largos. Sin embargo, cuando en el análisis de los sistemas equivalentes de un grado de libertad se incorporan características de no linealidad geométrica y constitutiva, que afectan la respuesta dinámica, se consigue que la hipótesis de iguales desplazamientos para períodos largos no se cumple. En la Figura 3.6 se muestran los resultados de factores de amplificación de desplazamientos, obtenidos al analizar sistemas de un grado de libertad formados con distintos materiales y sometidos a cargas dinámicas obtenidas en superficie para diferentes perfiles de suelos, (Vielma et al., 2006).

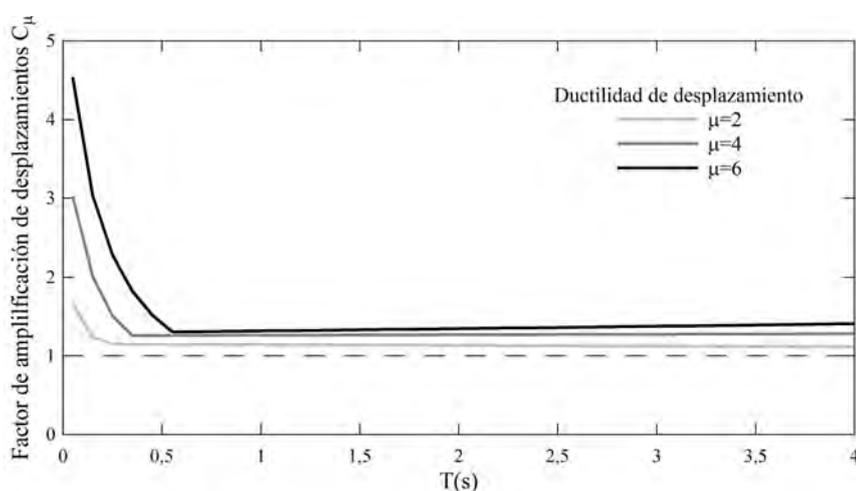


Figura 3.6: Factor de amplificación de desplazamientos para sistemas de un grado de libertad

Los factores de la Figura 3.6 corresponden a pórticos de hormigón armado, analizados para tres valores del factor de reducción por ductilidad ( $R_{\mu} = 2, 4$  y  $6$ ) con registros de aceleración correspondientes a suelos muy rígidos. Obsérvese que para períodos cortos e intermedios, donde se pueden aplicar las hipótesis de igual energía, los factores de amplificación de desplazamiento son elevados, posteriormente se estabilizan y alcanzan valores cercanos a la unidad, pero ligeramente la superan. La diferencia apreciada respecto de otras investigaciones en las que se han utilizado modelos de comportamiento del tipo elasto-plástico perfecto, corresponde justamente a la contribución del factor de reserva de resistencia y redundancia estructural, sobre el que se ha investigado recientemente, (Vielma et al., 2006). En la Figura 3.7 se puede apreciar la diferencia respecto a dichas investigaciones.

Con la finalidad de despejar este tipo de dudas, se ha estudiado el procedimiento de dimensionado y se ha formulado una propuesta alternativa en la que los factores de amplificación de desplazamientos juegan un papel

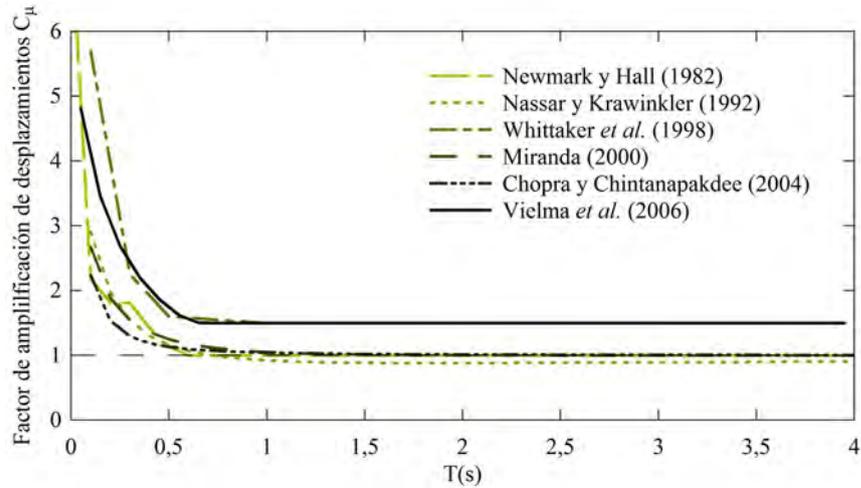


Figura 3.7: Factor de amplificación de desplazamientos para sistemas de un grado de libertad

importante. Para ello se ha estudiado la respuesta no lineal de un conjunto de edificios proyectados conforme a normas, para un nivel de amenaza sísmico alto y muy alto.

La propuesta de los nuevos factores de amplificación tiene que ver con la relación que existe entre la curva de capacidad y el valor de cortante de proyecto. En la Figura 3.8 se han graficado la curva de capacidad y las curvas elásticas y elastoplásticas de proyecto. Partiendo del valor del desplazamiento elástico de proyecto  $\Delta_{ep}$ , se calculan los desplazamientos inelásticos de proyecto  $\Delta_{inp}$  aplicando una amplificación que es función del factor de comportamiento  $q$ . Esta función, como ya se ha visto de las Figuras 3.6 y 3.7, tiene un coeficiente variable. En el mejor de los casos suponiendo que el coeficiente vale 1, se aplicaría directamente el valor de  $q$  como factor de amplificación.

Sin embargo, siguiendo los lineamientos integrales (ATC19, 1995) en los que se describe al factor de comportamiento como el producto de los factores de ductilidad, redundancia y reserva de resistencia, se observa una incongruencia en la aplicación del procedimiento anterior, en donde se considera únicamente la participación del factor de reducción por ductilidad, produciendo una subestimación de los valores inelásticos calculados.

Esto último redundaría en una subestimación de los valores de las derivadas inelásticas de planta, que como se ha visto, conforman el principal parámetro de dimensionado sísmico de las normas de proyecto. Por tanto, es necesario incorporar los valores de la redundancia y reserva de resistencia en la estimación adecuada de los desplazamientos inelásticos, logrando valores más próximos al comportamiento real de las estructuras y con esto pudiendo aplicar de una forma más transparente y directa el proyecto de estructuras

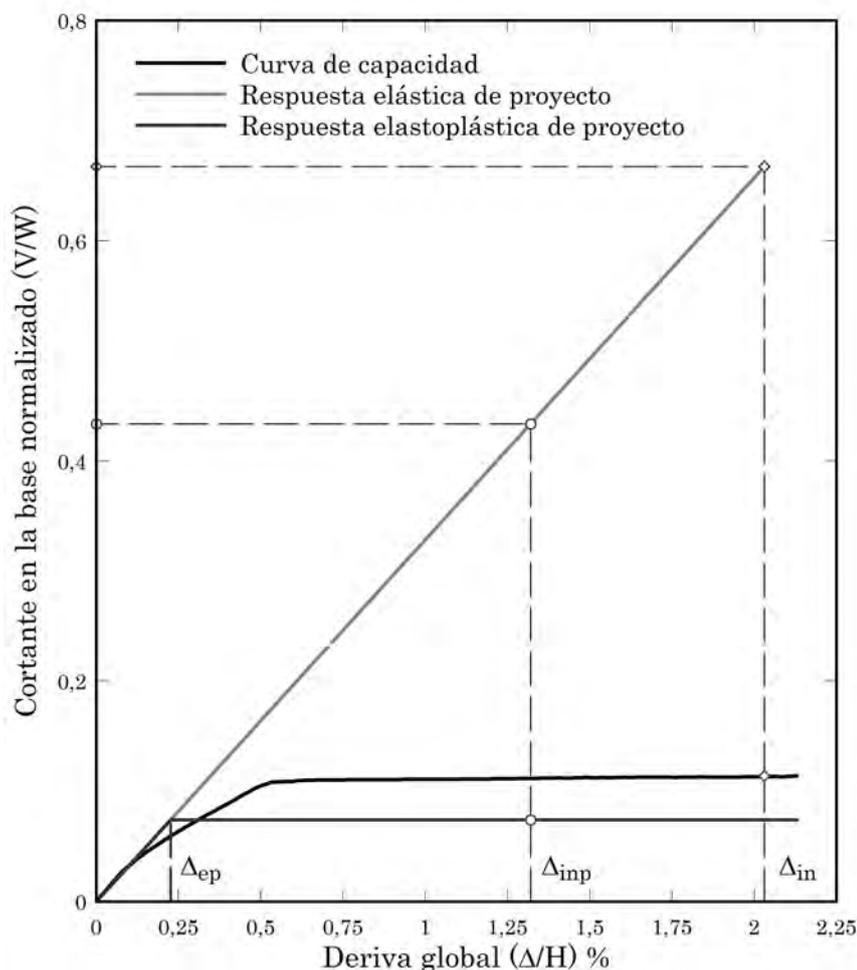


Figura 3.8: Determinación del factor de amplificación de desplazamientos

gobernado por desplazamientos y no por resistencia, que finalmente es el objetivo del proyecto sismorresistente por prestaciones. Obsérvese en la Figura 3.8 la gran diferencia que existe entre el desplazamiento inelástico de proyecto  $\Delta_{inp}$  y el desplazamiento inelástico  $\Delta_{in}$  calculado aplicando el factor de amplificación obtenido como el producto del factor de ductilidad  $R\mu$  por el factor de reserva de resistencia  $R_R$  y redundancia  $R_{RE}$  (Vielma et al., 2008b), que se muestra en la Ecuación siguiente:

$$\Delta_{in} = R\mu R_R R_{RE} \Delta_{ep} \quad (3.4)$$

Una de las principales limitantes en la aplicación de la Ecuación anterior es la de no tener definidos los valores del factor de reserva de resistencia  $R_R$  y redundancia  $R_{RE}$ . Para superar esta limitación, se sugieren los valores publicados recientemente (Vielma et al., 2010b, 2009b,a). En el Capítulo 4 se

describe el procedimiento completo para el cálculo de estos factores. El otro inconveniente encontrado es la dificultad de separar el factor de reducción por reserva de resistencia del factor de reducción por redundancia estructural (Vielma et al., 2010a; Vielma, 2008). En los trabajos anteriores se ha sugerido adoptar la presentación de ambos valores en uno solo, denominado simplemente factor de reserva de resistencia  $R_\Omega$ , definido como:

$$R_\Omega = R_R R_{RE} \quad (3.5)$$

en lo sucesivo se utilizará esta denominación en la determinación de los factores de amplificación de desplazamientos.

Seguidamente se muestra la obtención de los factores de amplificación de desplazamientos sobre la base de la comparación de la respuesta inelástica idealizada (aplicada en el proyecto sismorresistente usual) y la respuesta inelástica obtenida mediante el análisis no lineal de edificios porticados proyectados conforme a normas.

En primer lugar, de la Figura 3.8 se desprende que la diferencia entre los factores de amplificación de desplazamientos es más marcada en el rango de períodos cortos e intermedios, rango para el cual la respuesta dinámica obedece a relaciones de *igual aceleración* (períodos muy bajos cercanos a 0) o de *igual velocidad* (períodos intermedios con un límite superior en el período esquina del espectro de proyecto). En cuanto a este último rango, se sabe que la velocidad representa en la respuesta dinámica la energía equivalente del sistema, por tanto puede asumirse esta zona intermedia como rango de *igual energía*. Conforme con esto último, puede plantearse una relación entre la energía elástica y la energía elasto-plástica de la estructura. Esta última se obtiene de la respuesta no lineal al realizar el análisis con empuje incremental.

Para el rango de períodos intermedios se debe cumplir que la energía del sistema elástico  $E_e$  equivale a la energía del sistema elasto-plástico  $E_{ep}$ :

$$E_e = E_{ep} \quad (3.6)$$

De la Figura 3.8 se obtiene la energía del sistema elástico en función de los parámetros que caracterizan la respuesta elasto-plástica:

$$E_e = \frac{1}{2} F_y \Delta_y R_\mu^2 \quad (3.7)$$

donde  $F_y$  es la fuerza lateral de plastificación de proyecto,  $\Delta_y$  es el desplazamiento de plastificación y  $R_\mu$  es el factor de reducción aplicado en el proyecto, que como se ha indicado, se determina exclusivamente a partir de la ductilidad  $\mu$ , de aquí el subíndice que presenta este factor. La energía del sistema elasto-plástico es:

$$E_{ep} = \frac{1}{2} (\Delta_y R_\Omega) (F_y R_\Omega) + F_y R_\Omega (\mu \Delta_y - R_\Omega \Delta_y) \quad (3.8)$$

aquí  $\mu$  es la ductilidad del sistema elastoplástico real, representado por la respuesta no lineal del sistema al ser sometido a análisis con empuje incremental. Si se igualan las energías se puede despejar la ductilidad del sistema elastoplástico real:

$$\mu = \frac{(R_{\Omega}^2 + R_{\mu}^2)}{2R_{\Omega}} \quad (3.9)$$

Este factor de ductilidad equivale al factor de amplificación de desplazamientos que es necesario aplicar para obtener los desplazamientos inelásticos a partir de los desplazamientos elásticos obtenidos del análisis convencional, para aquellas estructuras cuyo período fundamental se encuentra en el rango de los períodos intermedios:

$$C_d = \frac{(R_{\Omega}^2 + R_{\mu}^2)}{2R_{\Omega}} \quad (3.10)$$

Para las estructuras cuyos períodos son más altos, la hipótesis de iguales energías deja de cumplirse, dando paso a la hipótesis de iguales desplazamientos. Esto es equivalente a igualar los desplazamientos inelásticos con los desplazamientos elásticos calculados mediante la ductilidad:

$$\Delta_{in} = \mu \Delta_e \quad (3.11)$$

Como ya se indicó, la ductilidad debe contener apropiadamente la contribución tanto del factor de reducción por reserva de resistencia como por el factor de reducción por ductilidad, de esta manera:

$$\mu = R_{\Omega} R_{\mu} \quad (3.12)$$

de manera que finalmente resulta:

$$\Delta_{in} = R_{\Omega} R_{\mu} \Delta_e \quad (3.13)$$

lo que significa que el factor de amplificación de desplazamientos para estructuras con períodos dentro del rango de los períodos largos, es igual a:

$$C_d = R_{\Omega} R_{\mu} \quad (3.14)$$

En la Figura 3.9 se muestran los valores de los factores complementarios de amplificación  $C_{\mu}$ , que se obtienen al dividir el factor de amplificación  $C_b$  entre el factor de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ :

$$C_{\mu} = C_b / R_{\mu} \quad (3.15)$$

Nótese el buen ajuste que muestran los factores de amplificación complementarios calculados mediante las Ecuaciones y los obtenidos de la respuesta

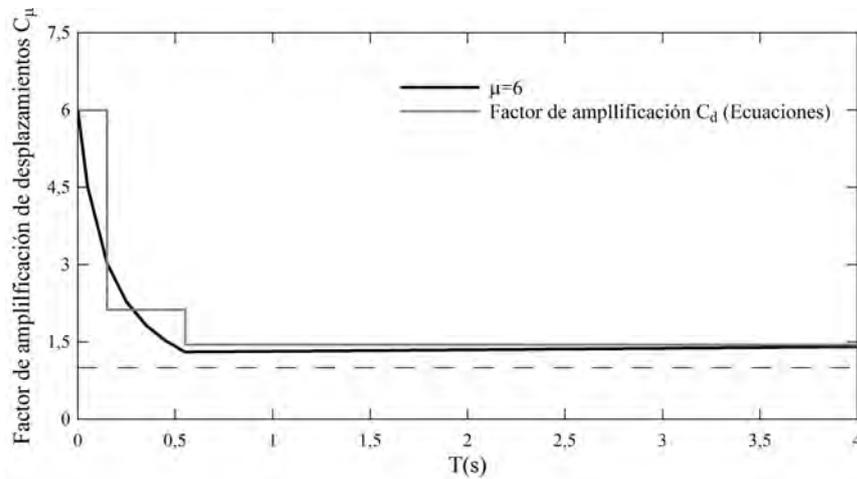


Figura 3.9: Factores de amplificación de desplazamientos del análisis no lineal y calculados por fórmulas propuestas

no lineal. Compárese con los factores de amplificación complementarios que se aplican en el proyecto sismorresistente convencional, discutidos al inicio de este apartado. Además es apreciable la facilidad con la que se pueden aplicar las ecuaciones en el cálculo de los factores de amplificación y por ende su aplicación en el proyecto sismorresistente. En el apartado siguiente se lleva a cabo el proyecto sismorresistente aplicado las Ecuaciones 3.9 y 3.12 y controlando los desplazamientos a través de las derivas de plantas.

### 3.4. Ejemplo de aplicación del procedimiento de dimensionado sísmico

Seguidamente se expone el procedimiento de dimensionado sísmico de edificios. Para ilustrarlo, se ha seleccionado un grupo de edificios porticados de hormigón armado, con número de plantas variable (3, 6, 9 y 12 plantas). Con la finalidad de estudiar la influencia de la redundancia estructural, para cada número de plantas se ha considerado también un número de vanos variable (3, 4, 5, y 6 vanos). La geometría general de los edificios permite clasificarlos como regulares tanto en planta como en elevación, con sistemas de forjados con nervios unidireccionales. Esta última característica permite definir dos tipos principales de pórticos: pórticos de arriostramiento que permiten soportar las cargas laterales y pórticos de carga, que tienen la doble función de soportar las cargas laterales y las cargas de gravedad.

La geometría seleccionada consiste en vanos en la dirección de los pórticos de carga  $x$  equiespaciados cada 6,00 m, mientras que en la dirección  $y$  (pórticos de arriostramiento) existen tres vanos equiespaciados cada 5,00m.

Las alturas de las plantas son iguales (3,00m) excepto para la primera planta, donde se requiere de una altura libre de 4,50m. El dimensionado de las columnas se ha realizado contando con secciones cuadradas en todos los ejes estructurales. Las secciones se mantienen cuadradas a lo largo de toda la altura de los edificios, sufriendo reducciones de máximo 10 cm por cada cara, con la finalidad de evitar variaciones bruscas en la rigidez y la resistencia lateral de plantas consecutivas. Las reducciones de las secciones se realizan cada tres plantas, para no tener gran cantidad de secciones que proyectar.

Los pórticos de gravedad a su vez se clasifican conforme a la relación carga sísmica/carga de gravedad. Esta relación no solo condiciona las características del proyecto de las secciones, sino que también como se verá más adelante, también condiciona la respuesta no lineal, tanto estática como dinámica. Esto se debe a que los pórticos con mayor relación carga sísmica/-carga de gravedad (en este caso denominados pórticos externos) son proyectados predominantemente para soportar cargas laterales, mientras que los de menor relación (pórticos internos) se proyectan predominantemente para cargas verticales.

Los edificios objeto de este estudio han sido proyectados conforme a dos grupos de normas: las europeas (Eurocódigos 2 y 8) y las de Estados Unidos (ACI-318 e IBC-2006). El primer grupo de edificios está sometido a un solo nivel de amenaza sísmica: nivel alto, con una aceleración básica de 0,3g. El segundo grupo de edificios ha sido proyectado para dos niveles de amenaza sísmica: alta (0,3g) y muy alta (0,4g). En la Figura 3.10 se muestra la planta típica de los edificios, nótese la presencia de forjados unidireccionales que definen a los pórticos encargados de soportar las cargas de gravedad (dirección  $x$ ) y los pórticos encargados de soportar las cargas sísmicas en la dirección ortogonal (dirección  $y$ ).

En la Figura 3.11 se muestran los alzados de los distintos tipos de edificios a proyectar. Se ha seleccionado un número distinto de plantas con la finalidad de obtener la respuesta de estructuras con diferentes periodos fundamentales de vibración. Además se ha hecho variar el número de vanos con la finalidad de estudiar diferentes líneas resistentes verticales que dan origen a un número variable de columnas.

Las características mecánicas de los materiales constituyentes de los pórticos corresponden a las apropiadas para zonas de alta amenaza sísmica, según las normas mencionadas, y se muestran en la Tabla 3.2 .

En un trabajo expuesto recientemente, (Vielma et al., 2010a, 2011) se ha aplicado el procedimiento a un grupo de edificios porticados de concreto armado. El procedimiento se ha aplicado calculando un índice de columnas por cada planta, que consiste en obtener el porcentaje del área de las columnas de una planta dividida por el área total de la planta:

$$IC_i = \frac{(\sum_{j=1}^n a_j) \times 100}{A_i} \quad (3.16)$$

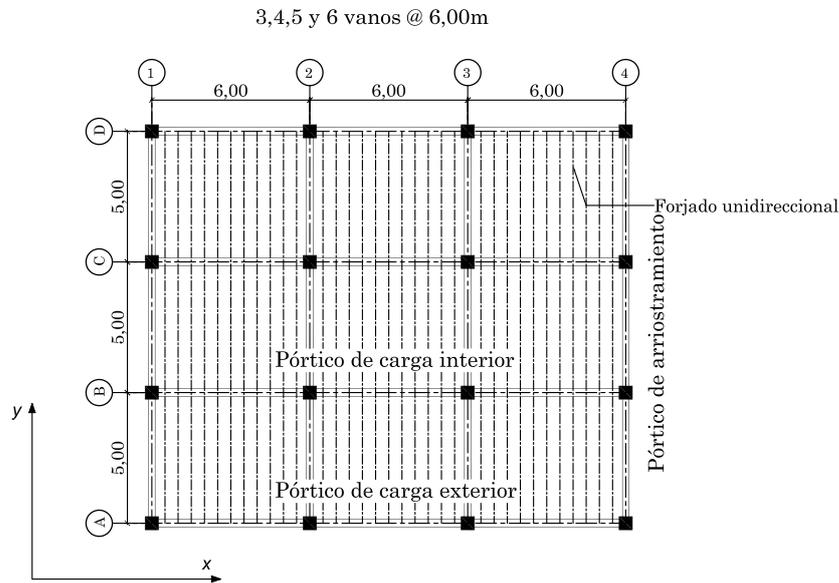


Figura 3.10: Planta de los edificios proyectados

Tabla 3.2: Índice de columnas calculados para diferente número de plantas y de vanos

Material de plantas	Resistencia
Hormigón	$f_c = 2500N/cm^2$
Acero longitudinal	$F_y = 50000N/cm^2$
Acero transversal	$F_y = 50000N/cm^2$

donde  $a_j$  es el área de cada columna de la planta  $iésima$  y  $A_i$  es el área de la planta  $iésima$ .

Del análisis modal se obtienen los valores de los desplazamientos elásticos. Estos desplazamientos se deben combinar con los desplazamientos en las otras dos direcciones ortogonales, conforme a lo prescrito en los códigos de proyecto sismorresistente. De esta forma se generan las combinaciones que se muestran en la Tabla 3.3. Nótese que se han considerado las componentes de cada dirección combinadas con signos positivos y negativos.

Con los valores de los desplazamientos elásticos determinados mediante las combinaciones mostradas en la Tabla anterior se calculan los desplazamientos elásticos, aplicando los factores de amplificación señalados en la sección anterior. Es de hacer notar que para cada edificio, representado por su periodo fundamental, se aplica un factor de amplificación de desplazamientos. Con estos desplazamientos elásticos se calculan las derivas de planta y la deriva global. Las primeras se comparan para cada caso de dimensionado,



calculadas para el pórtico exterior de un edificio de 3 plantas. Se han graficado conjuntamente las derivas calculadas aplicando el procedimiento del IBC-2006 y el procedimiento considerando los valores de amplificación de desplazamientos afectados por la reserva de resistencia.

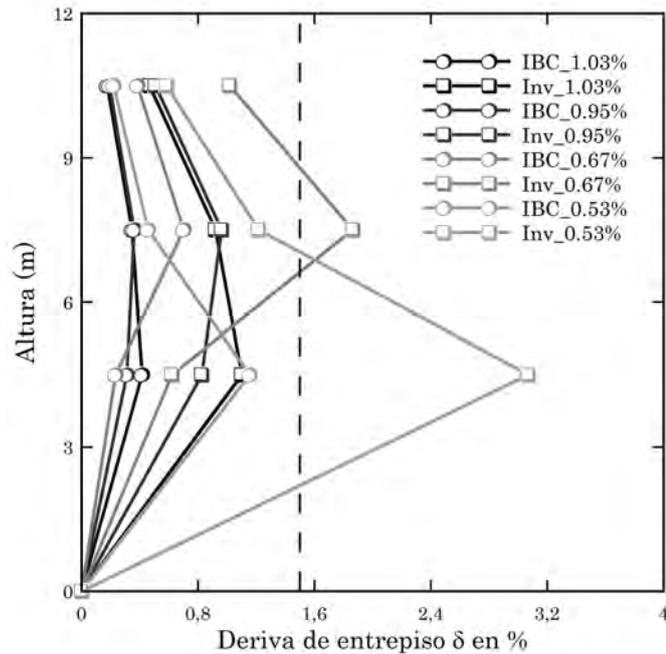


Figura 3.12: Resultados de las derivas de entrepiso para varios IC

De la Figura 3.12 se pueden obtener dos conclusiones importantes. La primera es que para los índices de columnas considerados, todos los casos analizados con el procedimiento del IBC satisfacen el criterio de las derivas. Esto demuestra que incluso para IP bajos, el procedimiento usual del IBC conduce a varias iteraciones fallidas, ya que como se verá más adelante, dos de los casos ( $IBC - 0,57\%$  e  $IBC - 0,67\%$ ) no presentan dimensiones de columnas adecuadas y las cuantías de proyecto superan la cuantía máxima admisible según el ACI-318. La otra conclusión corresponde a los valores obtenidos mediante el procedimiento antes descrito. Puede apreciarse que claramente dos de los casos sobrepasan el umbral máximo de las derivas, justamente esos casos son los que no disponen de secciones de columnas suficientes para soportar las acciones combinadas y sobrepasan las cuantías máximas de refuerzo longitudinal.

Por el contrario, dos de los casos que sí satisfacen el criterio de la deriva, también satisfacen los requisitos de armado a los que son sometidas en una etapa posterior. Obviamente, se selecciona el caso con las menores secciones de columnas (caso  $inv - 0,95\%$ ). Adicionalmente debe resaltarse que para el caso seleccionado, luego de realizado el proyecto de las secciones, las

cuantías de refuerzo longitudinal de las columnas no superan el 2,5%, lo que constituye un resultado interesante, puesto que dicha cuantía favorece la armabilidad de las secciones de las columnas y de los nodos viga-columna.

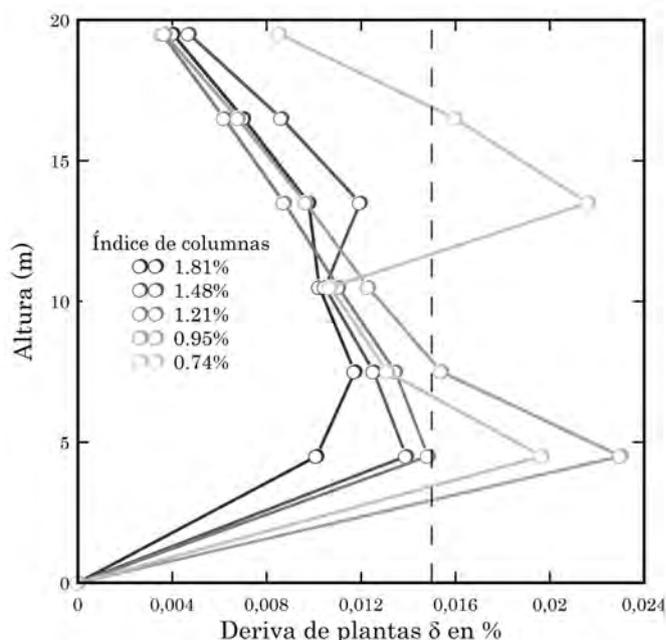


Figura 3.13: Derivas del edificio de 6 plantas

En la Figura 3.13 se muestran las derivas del edificio de 6 plantas para una aceñeración de 0,3g (amenaza sísmica alta). Nótese que la opción que satisface los requerimientos de desplazamientos es la que corresponde a un Índice de columnas de 1,21%, ya que para índices más bajos se alcanzan derivas más altas.

En general, los resultados muestran que independientemente del número de vanos, los edificios del mismo número de plantas mantienen el índice de columnas dentro de un rango muy reducido, obviamente para el mismo nivel de amenaza sísmica aplicada en el dimensionado. En la Tabla 3.4 se muestran los valores de los índices de columnas para los edificios proyectados conforme al ACI-318, para una aceleración de 0,3g. También se puede apreciar que los valores del índice de columnas es bastante uniforme independientemente del número de líneas resistentes verticales.

Estos valores pueden ser tomados como referencia para procesos de dimensionado de edificios con alturas semejantes y con la misma amenaza sísmica, de manera que puedan servir para el dimensionado de las columnas para la primera iteración del proceso. Las vigas se dimensionarán mediante el procedimiento usual, considerando las cargas de gravedad y las cargas sísmicas, respetando en todo caso el criterio de viga débil columna fuerte.

Tabla 3.4: Índice de columnas calculados según ACI-318 para 0,3g

Número de plantas	3	4	5	6
3	0,95	0,89	0,85	0,83
6	1,21	1,14	1,09	1,06
9	1,45	1,41	1,35	1,32
12	1,75	1,72	1,65	1,61

Tabla 3.5: Índice de columnas calculados según ACI-318 para 0,4g

Número de plantas	3	4	5	6
3	1,13	1,05	1,01	0,99
6	1,45	1,43	1,37	1,24
9	2,11	1,98	1,90	1,84
12	2,88	2,70	1,60	1,52

En cuanto a los resultados obtenidos para los edificios proyectados según el IBC y ACI-318 para un nivel de amenaza muy alto (0,4g) los resultados del dimensionado muestran prácticamente la misma tendencia, pero como es lógico esperar, con mayores valores de porcentajes de columnas. En la Tabla 3.5 se muestran los resultados para estos edificios.

Finalmente en la Tabla 3.6 se muestran los resultados obtenidos para los edificios proyectados según los Eurocódigos, para un nivel de amenaza de 0,3g.

El procedimiento iterativo que se ha llevado a cabo aplicando el flujoograma de la Figura 3.4, converge con relativa facilidad a los resultados mostrados. Es necesario indicar que en este trabajo se ha aplicado el procedimiento considerando únicamente la opción de utilizar columnas cuadradas, pero que es igualmente aplicable para el caso de columnas con sección circular o poligonal.

Una vez dimensionadas las secciones de los elementos de la estructura, se

Tabla 3.6: Índice de columnas calculados según EC-8 para 0,3g

Número de plantas	3	4	5	6
3	1,03	0,96	0,92	0,90
6	1,21	1,14	1,09	1,06
9	1,52	1,43	1,37	1,33
12	1,87	1,76	1,69	1,62

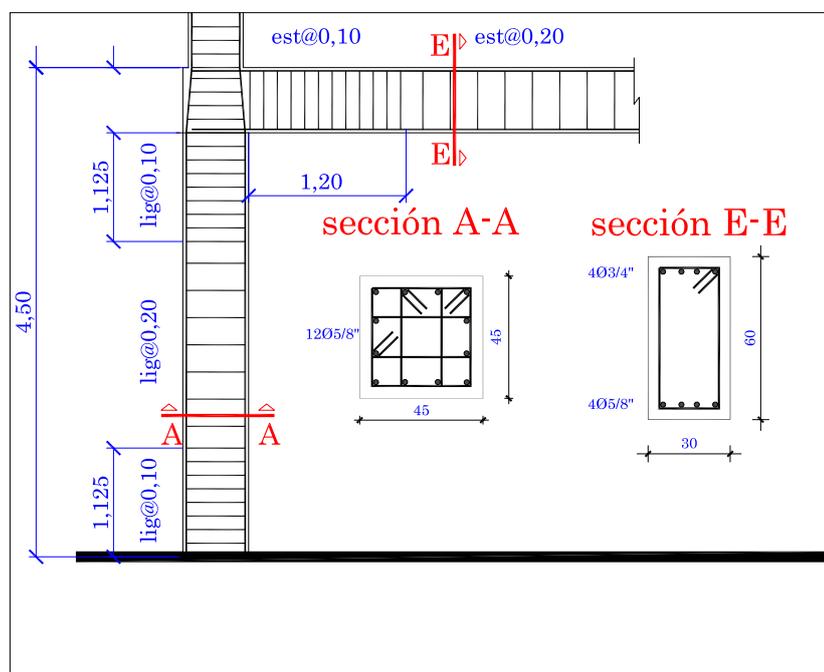


Figura 3.14: Detalle de armado de los elementos de pórtico de tres plantas

procede al detallado. En el detallado se siguen las prescripciones normativas que buscan proporcionar ductilidad y resistencia a las vigas y a las columnas, correspondientes a zonas de alta amenaza sísmica. En la Figura 3.14 se muestra una columna y una viga que concurren a una junta, en ella se pueden apreciar los detalles de las zonas críticas próximas a la junta. Todos estos detalles son muy importantes por que constituyen los datos de entrada necesarios para realizar el análisis no lineal de la estructura.

Los edificios dimensionados siguiendo el procedimiento anteriormente descrito, se evaluarán mediante la aplicación del análisis no lineal, verificando su comportamiento para tres Estados Límite específicos. Tanto el procedimiento como los resultados se muestran en el capítulo siguiente.



## Capítulo 4

# Evaluación de la respuesta sísmica

### 4.1. Introducción

En este capítulo se abordan los aspectos de la evaluación del proyecto sismorresistente aplicando análisis no lineal. Se trata de alguna manera de validar algunos parámetros del proyecto sismorresistente mediante los resultados obtenidos del análisis no lineal, tanto pseudo-estático como dinámico. La evaluación se lleva a cabo estudiando la respuesta de un grupo de edificios porticados de hormigón armado, proyectados mediante dos normas diferentes, pero con las mismas características geométricas y amenaza sísmica alta o muy alta. En primer término se aplican procedimientos de evaluación del proyecto por prestaciones de corte determinista y luego otros procedimientos con formulaciones probabilistas, aunque utilizan resultados del análisis no lineal pseudo-estático y dinámico del tipo determinista. Finalmente se presenta un resumen de la evaluación de la respuesta sísmica de los edificios porticados estudiados utilizando índices de daño local y global y calculando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño.

### 4.2. Parámetros del proyecto sismorresistente

Es bien sabido que el proyecto sismorresistente actual se lleva a cabo mediante procedimientos lineales. En los capítulos anteriores se ha explicado porqué es necesario tomar en consideración la reducción de las fuerzas sísmicas para lograr reproducir el comportamiento de las estructuras cuando estas alcanzan el rango no lineal. Sin embargo, los avances recientes en la mecánica computacional y el desarrollo de procesadores cada vez más potentes hacen vislumbrar que el cambio de en la realización del proyecto sismorresistente se aproxima. Este cambio permitirá la aplicación directa del análisis no lineal

en el proyecto de las estructuras, usando los Estados Límite de proyecto. Sin embargo, mientras este cambio no se lleve a cabo, es necesario aplicar los procedimientos del análisis no lineal con la finalidad de evaluar la respuesta sísmica de las estructuras proyectadas mediante procedimientos lineales.

La respuesta sísmica de una estructura se puede evaluar a nivel global, local y seccional. Sin embargo es preciso indicar que la evaluación del proyecto sismorresistente, se efectúa sobre la base de la respuesta global. Como se verá más adelante, la respuesta sísmica requiere que se puedan modelizar los aspectos de la estructura de la forma más aproximada posible. Para ello se requiere poder incorporar las características de los materiales que constituyen la estructura.

Actualmente no se contempla en las normas de proyecto sismorresistente ningún tipo de procedimiento de evaluación de las prestaciones ni del margen de seguridad alcanzado por una estructura proyectada según requerimientos sismorresistentes, (Kunnath, 2005). A pesar de esto, en este Capítulo se muestran algunos procedimientos desarrollados recientemente que permiten estudiar esos aspectos, a pesar de que muchos de ellos no son del dominio de la práctica común. Sin embargo, los parámetros a ser estudiados son los que se aplican como coeficientes a lo largo del proceso de proyecto sismorresistente de estructuras, muchas veces sin que el proyectista tenga muy claras las razones que sustentan la escogencia de estos parámetros.

Como se ha indicado anteriormente, el proyecto sismorresistente actual se fundamenta en el análisis elástico de las estructuras. Para lograr introducir el efecto de los terremotos en el análisis elástico, pero permitiendo un cierto grado de daño, es necesario recurrir a un artificio que consiste en aplicar un factor de comportamiento  $q$  al espectro elástico de proyecto, con la finalidad de producir un espectro inelástico, con el que se determinan las fuerzas sísmicas equivalentes. Desde que comenzó a aplicarse el factor de comportamiento, la forma de determinarlo ha sido contradictoria, puesto que inicialmente su valor fue asociado al de la ductilidad, pero que sin embargo se ha comprobado que depende de otros parámetros tales como la reserva de resistencia y la redundancia estructural.

La ductilidad es un parámetro difícil de medir, a pesar que su definición tiene significado físico. El problema surge cuando el concepto es extrapolado al comportamiento global de las estructuras. Diversos autores han propuesto alternativas para calcular la ductilidad, especialmente sobre la base de los resultados del análisis pseudo-estático, debido probablemente a la similitud de este tipo de análisis con los análisis de laboratorio en los que las probetas se someten a cargas monotónicas crecientes, alcanzando sucesivamente la plastificación y el fallo o rotura.

Otro de los conceptos extrapolados desde el análisis de laboratorio a la interpretación de la respuesta sísmica es el de la reserva de resistencia. A nivel seccional la reserva de resistencia  $\lambda_0$  se define como la relación que

existe entre la resistencia real  $RS_0$  y la resistencia de proyecto  $RS_i$ :

$$RS_0 = \lambda_0 RS_i \quad (4.1)$$

En el caso de las estructuras sometidas a cargas sísmicas, la reserva de resistencia es la relación que existe entre el cortante en la base último y el cortante en la base de proyecto, obtenido del análisis elástico. Sin embargo, es necesario indicar que la reserva de resistencia incluye la contribución del tercero de los factores que se discuten en este capítulo: la redundancia. Esta ha sido estudiada aplicando procedimientos probabilistas y deterministas, sin embargo, no queda claro su grado de contribución sobre la reserva de resistencia, por lo que frecuentemente se presenta ambos coeficientes incluidos en el factor de reserva de resistencia.

### 4.3. Modelado no lineal

Para evaluar la respuesta sísmica de las estructuras es necesario poder modelar las características no lineales de éstas, tanto a nivel constitutivo como geométrico. Seguidamente se proporciona una descripción pormenorizada de las características del programa de análisis que se ha empleado para obtener la respuesta sísmica de un conjunto de estructuras proyectadas para tener comportamiento sismorresistente.

El programa utilizado en los análisis es el PLCd (PLCD, 2010). PLCd es un programa con base en elementos finitos, que trabaja con geometrías bi y tridimensionales, así como también con elementos prismáticos reducidos a una sola dimensión. Entre las características principales tiene que presenta la posibilidad de efectuar el análisis no lineal para pequeñas y grandes deformaciones. El programa aplica varias leyes constitutivas tridimensionales para predecir el comportamiento del material (elástico, visco-elástico, daño, daño y plasticidad, etc.) y varias superficies de plastificación para controlar su evolución: von Mises, Mohr Coulomb, Mohr Coulomb mejorado, Drucker Prager, etc. El método de Newmark es aplicado en la linealización del problema dinámico. Para una descripción más detallada del programa, el lector puede recurrir a trabajos publicados recientemente (Barbat et al., 2008b; Mata et al., 2007b,a; Barbat et al., 2008a).

Resultados experimentales demuestran que la inelasticidad en vigas puede ser formulada en términos de cantidades de la sección transversal, por tanto el comportamiento de las vigas puede ser descrito mediante modelos concentrados, que en algunos casos se denominan *rótulas plásticas*, que localizan la inelasticidad en los extremos de las vigas utilizando unas leyes de comportamiento en términos de fuerza contra desplazamiento o rotación contra momento. Sin embargo en PLCd la formulación aplicada consiste en determinar la relación constitutiva a nivel de sección transversal, integrando en un número seleccionado de puntos correspondientes a las fibras alineadas

conforme a los ejes de las vigas. Por tanto el comportamiento no lineal constitutivo es incorporado en el código utilizando la formulación cinemática propuesta por Simo (Simo, 1985) considerando una configuración de referencia curva entre la configuración referencia recta de la viga y la configuración actualizada. Se usa el procedimiento basado en desplazamiento para resolver el problema no lineal resultante. Las secciones planas permanecen planas después de la deformación de la estructura; sin embargo, no se considera pandeo a nivel seccional, evitando incorporar las variables de pandeo en la formulación o evitando el procedimiento iterativo para determinar el campo de deformaciones de las secciones transversales. Un análisis seccional apropiado se aplica para obtener las fuerzas y momentos seccionales y a la vez los tensores tangenciales del problema linealizado. Se aplican relaciones constitutivas termodinámicamente consistentes para describir el comportamiento material de los elementos tipo viga, lo que permite obtener una estimación más racional de la energía por las estructuras (Barbat et al., 2008b). La teoría de mezclas simples también es incorporada en el modelado de los materiales de esos elementos.

#### 4.4. Definición de los casos de estudio

Para evaluar el proyecto sismorresistente, se ha seleccionado un grupo de edificios de hormigón armado que ha sido dimensionado y detallado siguiendo para un grupo de edificios las prescripciones normativas del Eurocódigo 2 y 8 y para otro grupo de edificios las prescripciones del ACI-318 y del IBC-2006; además se ha aplicado el procedimiento explicado en el Capítulo 3 para obtener los desplazamientos inelásticos y poder verificar de esa manera los estados límite.

Los edificios se han proyectado para tener un uso residencial, se han emplazado sobre un suelo tipo  $B$  (rígido), con una amenaza sísmica de  $0,3g$  para los edificios proyectados según el EC, mientras que los edificios proyectados según las normas americanas, han recibido aceleraciones de  $0,3g$  y de  $0,4g$ . El sistema de losas de los edificios está formado por forjados unidireccionales, orientados según el eje  $y$  (ver Figura 4.1). La geometría general de los edificios se muestra en la Figura 4.1, donde se pueden apreciar las dimensiones de los elementos obtenidas del procedimiento de dimensionado sísmico explicado en el Capítulo 3, para los casos proyectados según el EC. Además, las características de la demanda condicionan que los edificios tengan que proyectarse conforme al criterio de nivel de ductilidad alto (Eurocódigo 8) que implica un cuidadoso detallado del armado, con exigencias altas de confinamiento que garanticen el comportamiento dúctil a nivel local y global.

Las características mecánicas y geométricas de los edificios, además de las secciones y el armado de estas, constituyen los datos para la preparación de los

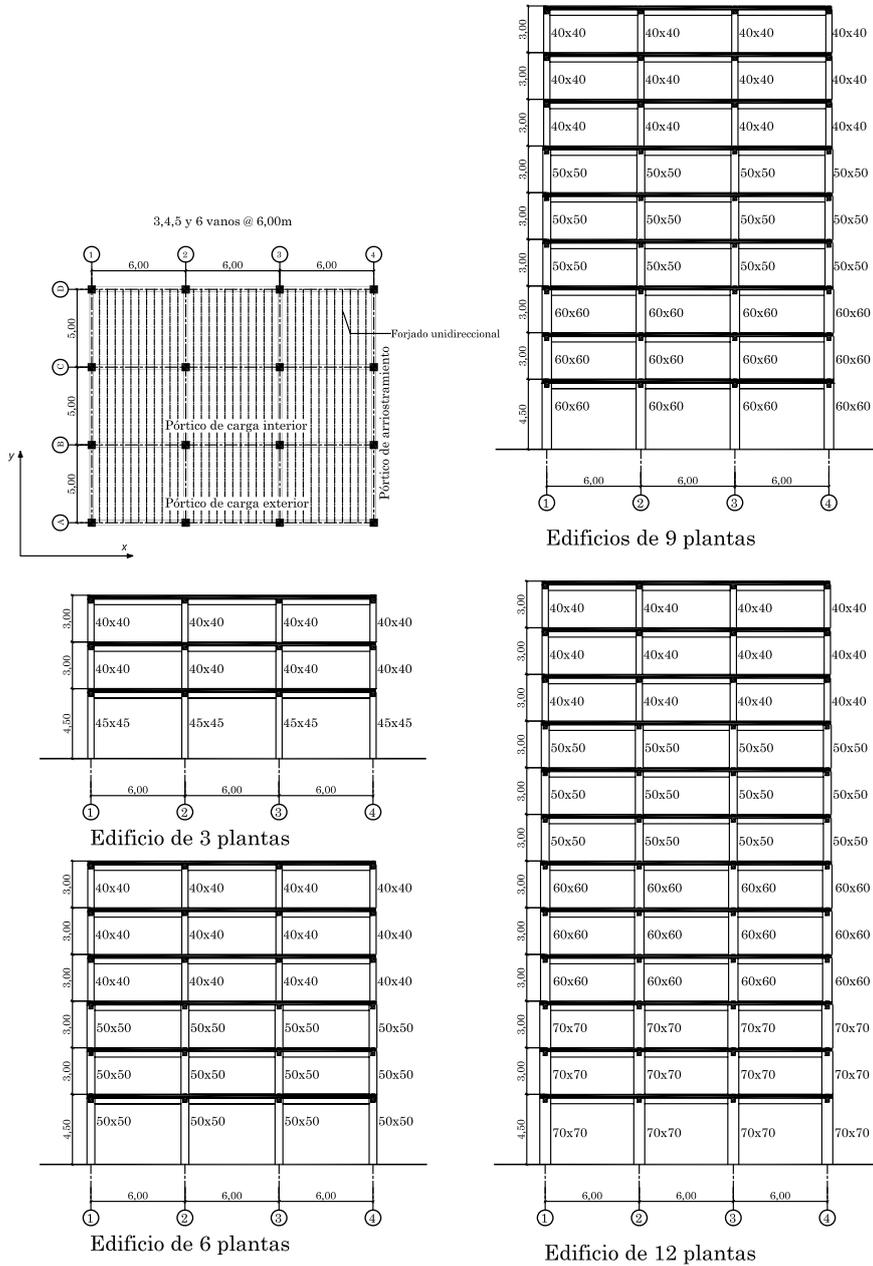


Figura 4.1: Geometría general de los casos de estudio

modelos a ser sometidos al análisis no lineal. Por tanto es necesario prestar especial cuidado a los detalles de la armadura longitudinal y transversal, que permitan definir adecuadamente los elementos utilizando los modelos de

fibras.

El análisis estático y dinámico no lineal se ha aplicado a los edificios modelizados mediante pórticos planos. Estos han sido escogidos de acuerdo a la relación carga sísmica/carga de gravedad, de esta forma quedan definidos tres pórticos por edificio: los pórticos de arriostramiento lateral y los pórticos de carga, internos y externos. En la Figura 4.2 se definen estos pórticos en la representación tridimensional de un edificio tipo.

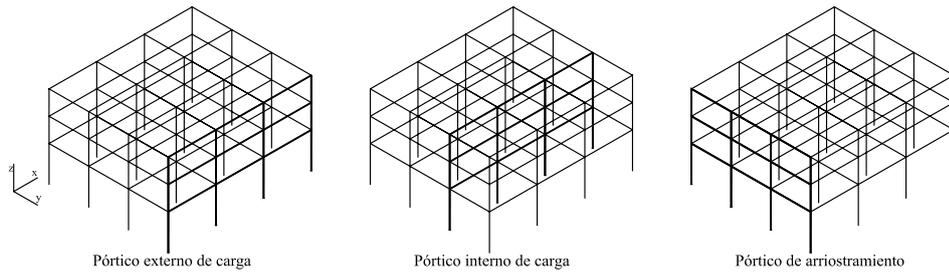


Figura 4.2: Pórticos definidos para el análisis no lineal

Seguidamente cada pórtico es discretizado en elementos cuyas longitudes son definidas mediante las zonas con diferente confinamiento, por ejemplo, las *zonas críticas* próximas a los nodos definidos por las columnas y las vigas. De esta forma es posible obtener el comportamiento de las zonas susceptibles de ser dañadas durante la acción de los terremotos, véase la Figura 4.3.

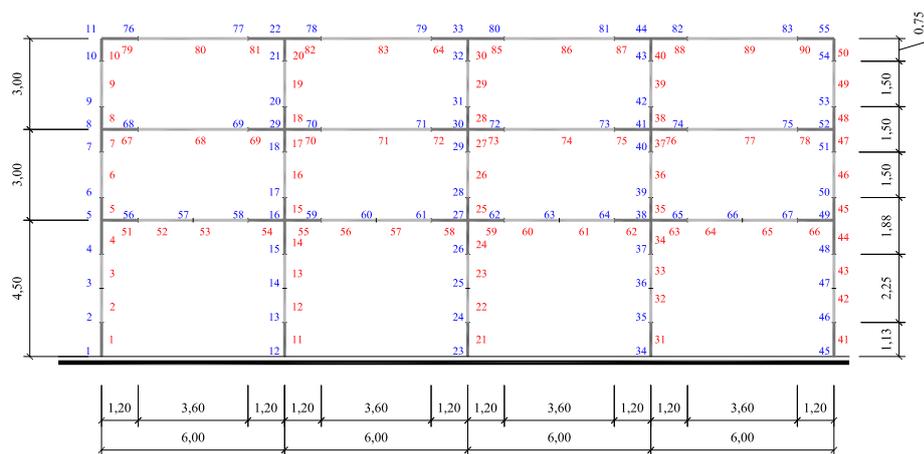


Figura 4.3: Discretización típica de un pórtico de tres plantas

Luego, cada elemento se discretiza a su vez, mediante la división de las secciones transversales en áreas rectangulares, que obviamente tendrán

diferentes características. Por un lado se tienen las zonas constituidas con hormigón y las zonas de hormigón armado. Las zonas que únicamente están constituidas por el hormigón se definen dependiendo si se encuentran en el recubrimiento o si se encuentran dentro del núcleo confinado por el refuerzo transversal. Las zonas compuestas de hormigón y acero, se definen mediante el porcentaje del área total ocupada por cada componente y se resuelven aplicando la Teoría de Mezclas. En la Figura 4.4 se muestra un esquema explicativo del procedimiento de discretización de los elementos de los pórticos.

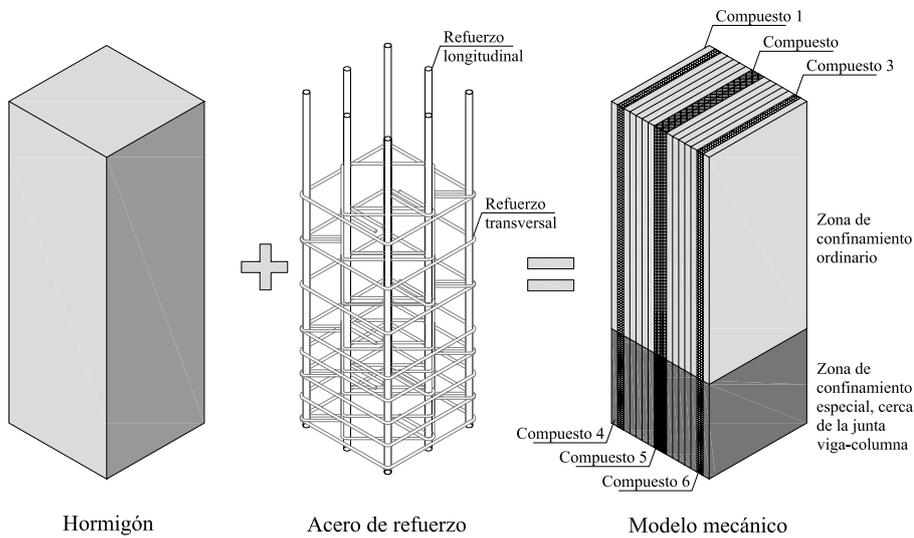


Figura 4.4: Discretización típica de los elementos

Los modelos constitutivos aplicados a los materiales de los pórticos son el de daño para el hormigón y el de plasticidad para el acero de refuerzo longitudinal (Mata et al., 2007b,a). En cuanto a la presencia de cercos en columnas y vigas, su efecto se modeliza mediante la modificación de la resistencia del hormigón aplicando el modelo de Mander (Mander et al., 1998). Conforme a este modelo, la resistencia del hormigón se incrementa de acuerdo con las características del confinamiento proporcionado no solo por el acero transversal, sino también por el acero longitudinal.

En la Figura 4.5 se muestra el resumen del cálculo de las resistencias modificadas del hormigón de una sección de columna cuyos estribos confinan el núcleo mediante varias ramas. Nótese la diferencia en los resultados obtenidos para la zona crítica y la zona no crítica, para un hormigón con resistencia de  $2500 \text{ N/cm}^2$ .

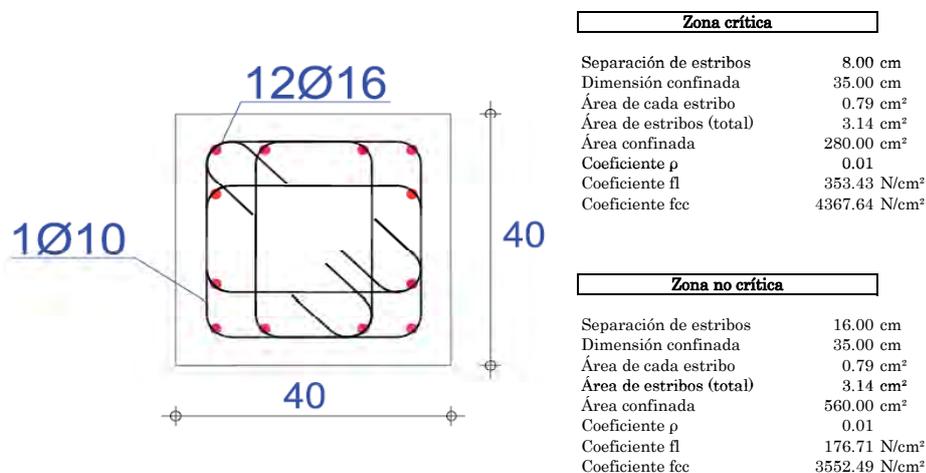


Figura 4.5: Procedimiento de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón

## 4.5. Evaluación de la respuesta estática

Seguidamente se presentan los resultados del análisis no lineal estático. Estos resultados comprenden los aspectos de la respuesta sísmica que se pueden obtener aplicando procedimientos estáticos y comprenden la ductilidad estructural, la reserva de resistencia y la determinación de los umbrales de daño de los Estados Límite. En el procedimiento aplicado se ha utilizado una distribución de fuerzas triangular creciente con la altura, que se aproxima a la respuesta del primer modo de vibración, gracias a las características de regularidad tanto en planta como en elevación de los edificios estudiados. Las cargas de gravedad se modelan calculando cargas puntuales equivalentes actuantes sobre las vigas, trasladadas sobre las juntas viga-columna.

### 4.5.1. Determinación de la ductilidad estructural

La ductilidad estructural se determinará a partir de los resultados del análisis no lineal pseudo-estático, conocido como Pushover analysis. El primer problema que surge, puede apreciarse directamente en la Figura 4.6, consiste en que no es posible determinar exactamente el punto en el cual se alcanza la plastificación global de la estructura  $\Delta_y$ . Algunos autores han indicado que ese punto corresponde a la primera plastificación del acero en cualquiera de los elementos de la estructura. Sin embargo este criterio es considerado como conservador, por que esta primera plastificación es seguida de otras plastificaciones, pero se conserva gran parte de la rigidez y la resistencia iniciales de la estructura. Las plastificaciones continúan, hasta que se alcanza

Tabla 4.1: Valores de la ductilidad  $\mu$  de los edificios estudiados

Número de plantas	Pórtico externo	Pórtico interno	Pórtico de arriostramiento
3	4,26	4,33	3,55
6	5,24	3,83	3,62
9	4,24	4,59	3,91
12	4,44	4,52	4,96

un punto en el que el comportamiento global se hace plástico, alcanzándose una pendiente prácticamente nula en la curva de capacidad.

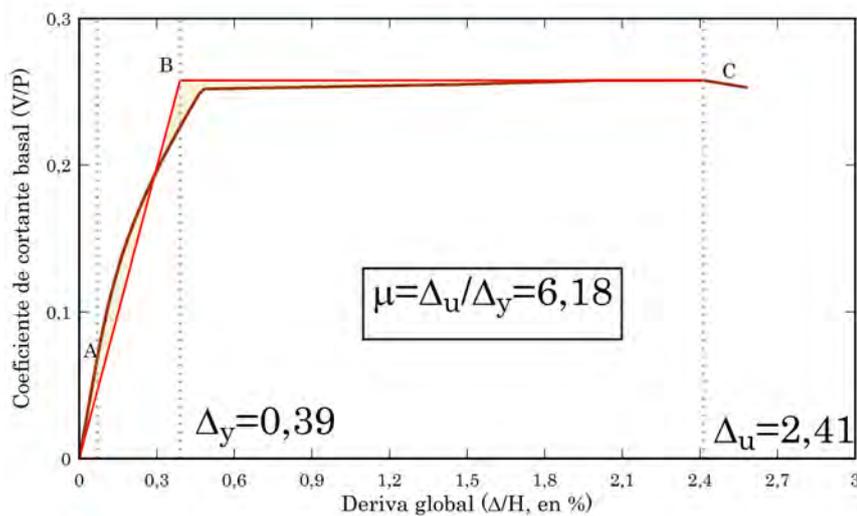


Figura 4.6: Curva de capacidad para la determinación de la ductilidad global

El segundo problema que aparece es el de determinar el desplazamiento lateral para el cual se alcanza el fallo de la estructura  $\Delta_u$  o el umbral de colapso. Existen varios criterios, que en muchos casos difieren notablemente, pero en este trabajo se ha adoptado el criterio que ubica el umbral de colapso para el desplazamiento en el que justo la pendiente de la curva de capacidad comienza a ser negativa, véase Figura 4.6. La curva de capacidad sirve de base para la determinación de la curva de capacidad idealizada, aplicando el criterio de igualación de energía. Con estos criterios se han calculado los valores de la ductilidad de desplazamiento, que se muestran en la tabla 4.1.

En las Figuras 4.7 y 4.8 se muestran los valores de la ductilidad obtenidos para los edificios proyectados según las normativas americanas. Puede notarse en ambas Figuras que los valores de la ductilidad son muy variables e independientes siempre de la redundancia. Nótese que en todos los casos los valores son inferiores a los valores del factor de comportamiento empleado

en el proyecto, sin embargo esto no significa que los edificios no tengan una adecuada respuesta sísmica, pues debe recordarse que el factor de comportamiento no es igual a la ductilidad global.

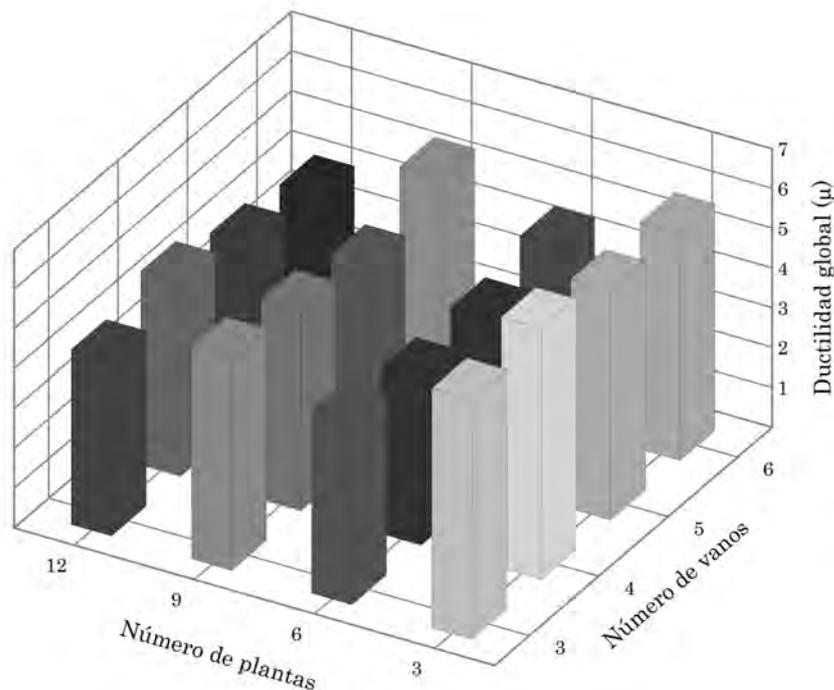


Figura 4.7: Ductilidad global de los pórticos externos proyectados según ACI-318 e IBC2006 con 0,3g

#### 4.5.2. Determinación de la reserva de resistencia

En este punto resulta interesante plantearse la pregunta de por qué es tan significativa la reserva de resistencia. En primer lugar deberá recordarse que el proyecto elástico generalmente se conduce a partir del análisis de estructuras de múltiples grados de libertad modelizadas como sistemas de muelles y masas concentradas. Al tener la estructura real múltiples líneas resistentes, la redundancia estructural contribuye en la redistribución de los momentos cuando se alcanza la plastificación en alguno de los soportes verticales (Mwafi y Elnashai, 2002b). También esta diferencia es el resultado de proyectar para grupos de fuerzas mayoradas de forma estadística con base en la dispersión que las estas presentan (mayores a las resistidas por la estructura durante su vida útil) conjuntamente con propiedades minoradas de los materiales. Otra de las fuentes de reserva de resistencia es el redondeo del área de refuerzo longitudinal que se debe hacer siempre superando la cuantía requerida. Adicionalmente, el diseño de los elementos sismorresistentes implica satisfacer

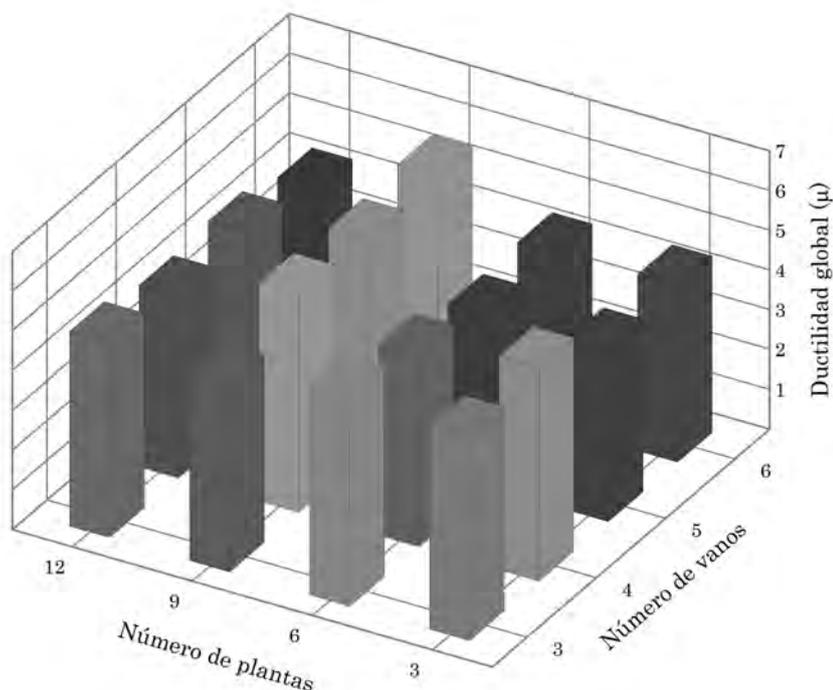


Figura 4.8: Ductilidad global de los pórticos internos proyectados según ACI-318 e IBC2006 con 0,3g

condiciones de desplazamientos máximos (derivadas de piso) y de detallado de partes de la estructura para mejorar su capacidad de disipación dúctil. Todo esto conduce finalmente a secciones con resistencia superior a la considerada por simple resistencia.

Es necesario indicar que no siempre la reserva de resistencia tiene efectos favorables sobre el proyecto sismorresistente. Por ejemplo, la reserva de resistencia en vigas puede causar que al ser estas más fuertes de lo que se han proyectado, se produzca el indeseado estado de viga fuerte-columna débil, contrario a los preceptos de proyecto conceptual.

En décadas pasadas se ha estudiado la reserva de resistencia aplicando simulaciones numéricas (Osteraas y Krawinkler, 1990; Uang y Maarouf, 1993; Hwang y Shinozuka, 1994). En la Tabla 4.2 se muestran algunos de los resultados correspondientes a edificios de hormigón armado, en los que puede observarse la variabilidad de la reserva de resistencia.

Seguidamente, se presenta la explicación de la reserva de resistencia (Humar y Rahgozar, 1996), que ilustra la manera como la reserva de resistencia contribuye a mejorar la respuesta de estructuras, cuando éstas sobrepasan el límite elástico, y que además permite plantear el procedimiento de cálculo del componente de redundancia dentro del factor de reserva de resistencia.

Tabla 4.2: Valores de reserva de resistencia calculados en investigaciones previas

Autores	Tipología estudiada	Reserva de resistencia
Osteraas y Krawinkler (1990)	Pórticos resistentes a momento	2,1-6,5
Uang y Maarouf (1993)	Edificio de hormigón de 6 plantas	1,9
Hwang y Shinozuka (1994)	Edificio de hormigón de 6 plantas	2,2

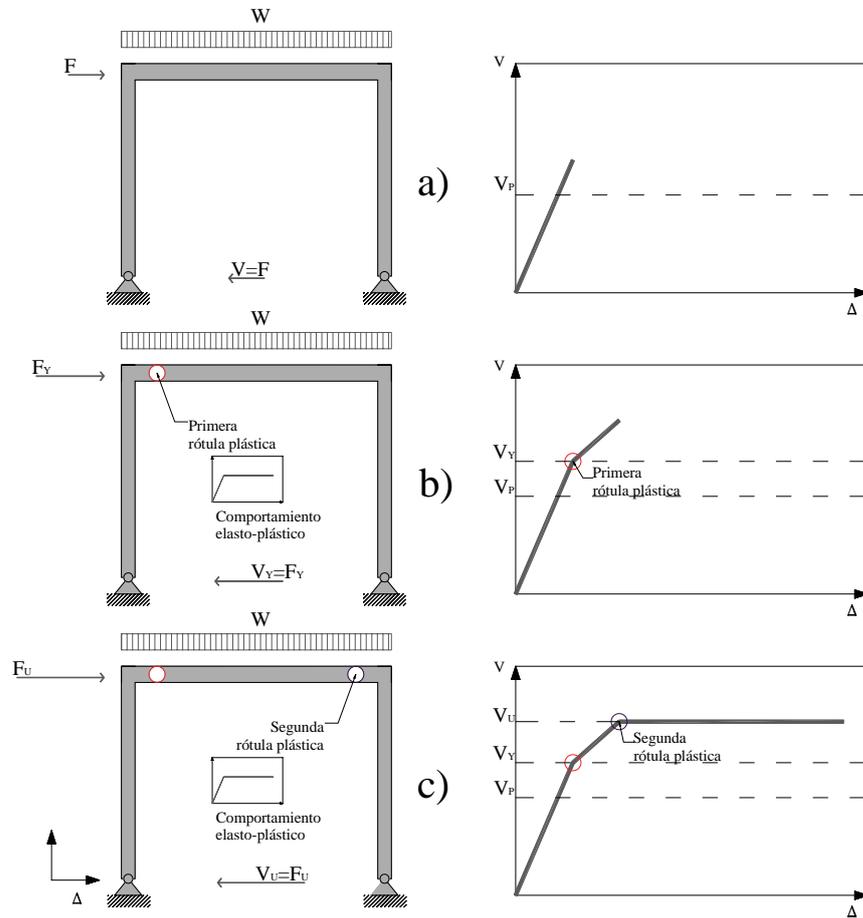


Figura 4.9: Explicación de la reserva de resistencia

En la Figura 4.9 se puede observar un pórtico de un solo vano y de un solo nivel. La viga del pórtico está sometida a la acción de cargas de gravedad constantes y a una carga lateral  $F$  que se incrementa progresivamente y que es igual al cortante en la base  $V$ . Los extremos de las columnas se encuentran apoyados sobre apoyos articulados.

El proyecto se ha realizado para un cortante  $V_p$  procurado que la estructura disponga de columnas más fuertes que la viga, por lo que se espera que en los extremos de éstas últimas plastifiquen antes que los extremos de las columnas. Se asume además que el comportamiento de los materiales es elasto-plástico perfecto. Como es de esperar, a medida que la fuerza lateral se incrementa, el desplazamiento lateral del nivel de cubierta de las columnas crece, al principio de manera proporcional obedeciendo al comportamiento elástico, Figura 4.9a, hasta que el cortante en la base alcanza un valor  $V_y$  para el que se produce la plastificación en el extremo izquierdo de la viga, Figura 4.9b, lo que indica la aparición de la primera plastificación. A partir de éste momento, la rigidez inicial de la estructura se reduce, aunque mantiene un valor residual que le permite a la estructura seguir recibiendo incrementos de la fuerza lateral, hasta que en el extremo derecho de la viga se produce la plastificación, alcanzándose el valor máximo del cortante en la base  $V_u$ , a partir de la que el comportamiento se hace completamente plástico, Figura 4.9c. Se define por tanto al factor de reducción por redundancia como:

$$R_R = \frac{V_u}{V_p} \quad (4.2)$$

En la Figura 4.10 se muestra la representación del cálculo de la reserva de resistencia a partir de los resultados típicos de la curva de capacidad de una estructura.

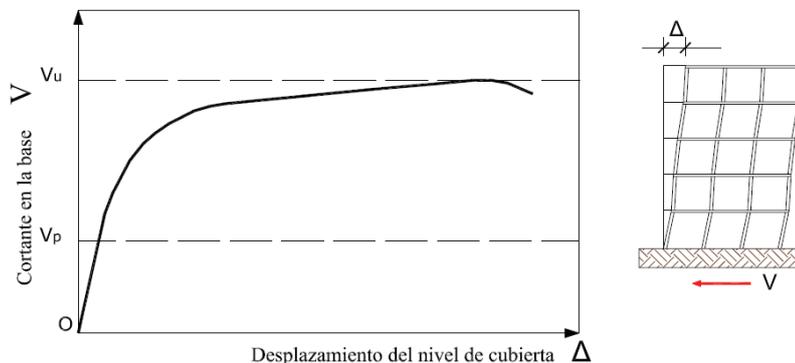


Figura 4.10: Parámetros para el cálculo de la reserva de resistencia

En la Figuras 4.11 y 4.12 se han graficado los valores calculados de la reserva de resistencia obtenidos de los edificios proyectados conforme al EC-8. Nótese que se representan por separado los pórticos internos y los pórticos externos. Es necesario resaltar que en ambos casos los valores de la reserva de resistencia son mayores que los valores tipificados en el EC-8 para este tipo de estructuras.

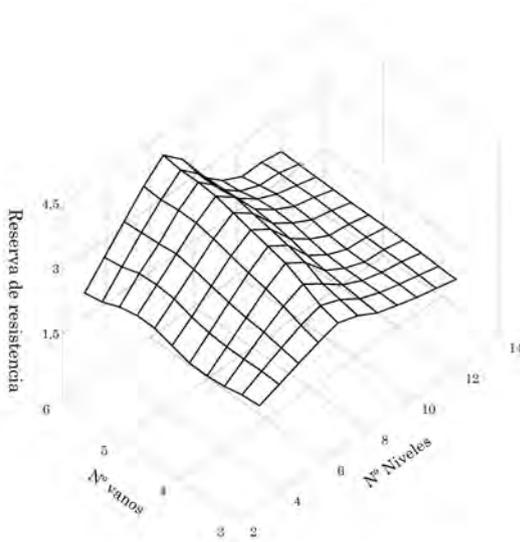


Figura 4.11: Espectro de reserva de resistencia pórticos externos

Nótese que los valores de la reserva de resistencia de los pórticos externos son mayores que los de los pórticos internos, esto debido a que los primeros son proyectados para cargas de gravedad menores que los segundos, por tanto mantienen una reserva frente a cargas sísmicas mayores. Por otro lado, ha resultado impracticable la separación del factor de redundancia estructural del factor de reserva de resistencia, por tal motivo se presenta a ambos contenidos en un solo factor, que de ahora en adelante se denominará *factor de reserva de resistencia*. Puede notarse también que los valores de la reserva de resistencia son prácticamente independientes del número de líneas resistentes verticales, mostrándose un ligero incremento de los valores cuando el número de vanos del edificio es igual a 6. Los edificios de 6 plantas disponen de las mayores reservas de resistencia en comparación con los edificios de 3, 9 y 12 niveles. Se supone que esto se deba al proceso de predimensionado sísmico, que ha producido secciones más generosas para estos edificios.

#### 4.5.3. Obtención de los umbrales de daño

Los umbrales de daño son valores del comportamiento de la estructura que marcan el paso de un Estado Límite a otro. Los umbrales de daño han

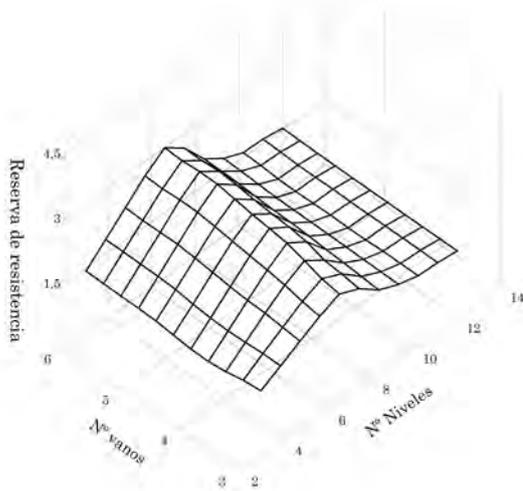


Figura 4.12: Espectro de reserva de resistencia pórticos internos

estado frecuentemente asociados con los resultados experimentales realizados sobre pórticos representativos de las características usualmente encontradas en zonas de alta amenaza sísmica.

El primer paso del procedimiento consiste en establecer el desplazamiento lateral del nivel de cubierta del edificio como cantidad a correlacionar con los Estados Límite. Esta decisión está justificada porque la mayoría de los resultados del análisis no lineal tanto estático como dinámico, así como las pruebas de laboratorio, usan dicho desplazamiento para caracterizar la respuesta de los edificios.

El siguiente paso consiste en seleccionar y definir los Estados Límite que se aplicarán en la evaluación de la respuesta no lineal de los edificios. En esta investigación se han seleccionado cinco Estados Límite, que se definen a continuación:

*Estado Límite sin daño.* Corresponde a un desplazamiento lateral para el cual no se alcanzan daños en los elementos secundarios o no estructurales.

*Estado Límite de servicio.* Se caracteriza por la aparición de daño en elementos no estructurales, que no requieren reparación inmediata para que el edificio continúe en funcionamiento.

*Estado Límite de daños irreparables.* Es un estado Límite para el que se han producido daños concentrados en algunos elementos estructurales y de forma extensiva en elementos no estructurales de algunos niveles; tiene especial importancia para el proyectista, ya que permite establecer un criterio a partir del cual el edificio no es reparable desde el punto de vista económico y/o tecnológico.

Tabla 4.3: Umbrales de daño aplicados en la evaluación de la respuesta pseudo estática

Estado límite	Deriva de plantas (%)
Sin daño	$0 \leq \delta < 0,5$
De servicio	$0,5 \leq \delta < 1,5$
Daños irreparables	$1,5 \leq \delta < 2,5$
Daños extesivos	$2,5 \leq \delta < 3,0$
Prevención de colapso	$3,0 < \delta y 20\% AID$

*Estado Límite de daños extensos.* Para este Estado Límite el daño se ha distribuido en diversos elementos estructurales y los elementos no estructurales presentan daños severos, aunque la estructura entera es capaz de seguir soportando su peso propio.

*Estado Límite de prevención de colapso.* Es un estado previo al colapso de la estructura, para el cual el daño de los elementos permite la formación de un mecanismo cinemáticamente inestable y la estructura es incapaz de soportar las cargas de gravedad.

Seguidamente se selecciona el criterio de evaluación que representa el instante para el que se alcanza un Estado Límite específico. De acuerdo con lo expuesto en el apartado anterior, la deriva de plantas es un valor adimensional que permite cuantificar el daño bajo cargas laterales. Entre los valores publicados, se han adoptado los valores de las derivas de plantas a partir de los cuales se alcanza un daño específico que corresponde al umbral de un Estado Límite, estos valores se muestran en la Tabla 4.3.

Entre los valores mostrados cabe señalar que el que permite identificar el Estado Límite de prevención de colapso se alcanza cuando en alguna de las plantas del edificio se obtienen valores de la deriva de plantas mayores que 3%. A partir de esta deriva la pendiente en la curva de capacidad se hace negativa, significando que ya la estructura no puede soportar incrementos en las cargas laterales.

Para determinar los umbrales de daño es necesario graficar la evolución de las derivas de plantas respecto al desplazamiento del nivel de cubierta normalizado respecto a la altura total del edificio (SEAOC, 1995) *denominado deriva global* conforme se muestra en la Figura 4.13, en la que es posible obtener la deriva global correspondiente a un Estado Límite  $i$ , caracterizado mediante la deriva de plantas. En el caso de un edificio con  $n$  niveles se obtienen  $n$  curvas de evolución, correspondiendo el desplazamiento de un Estado Límite a la intersección de la primera curva con la deriva de planta que caracteriza a dicho Estado Límite.

Adicionalmente al criterio enunciado, se aplica el propuesto en (Vamvatsikos y Cornell, 2002) y que se fundamenta en los resultados del análisis incremental dinámico (AID), expuesto anteriormente. Conforme a estos au-

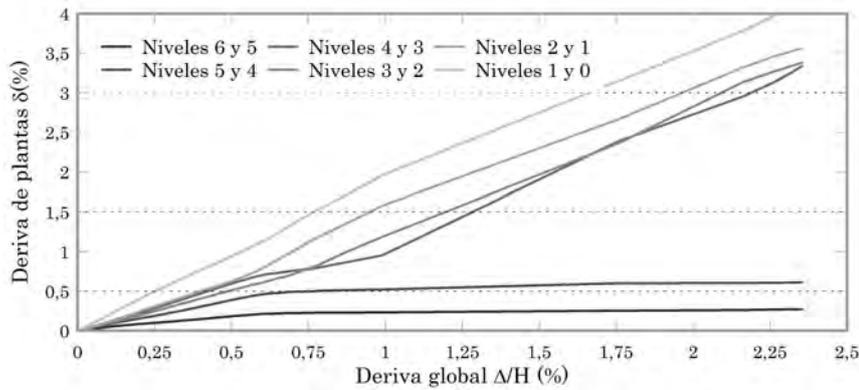


Figura 4.13: Obtención de los umbrales de daño a partir de la evolución de las derivas

tores, la estructura entra en el umbral de colapso cuando dispone apenas de un 20 % de la rigidez inicial. En la Figura 4.14 se han graficado la curva de capacidad con su punto final en el umbral de colapso y las curvas obtenidas al aplicar el análisis incremental dinámico. Obsérvese que bajo ambos criterios el umbral de colapso se encuentra muy próximo. Estos resultados son más confiables por que representan el umbral correspondiente a la respuesta de la estructura frente a acciones dinámicas.

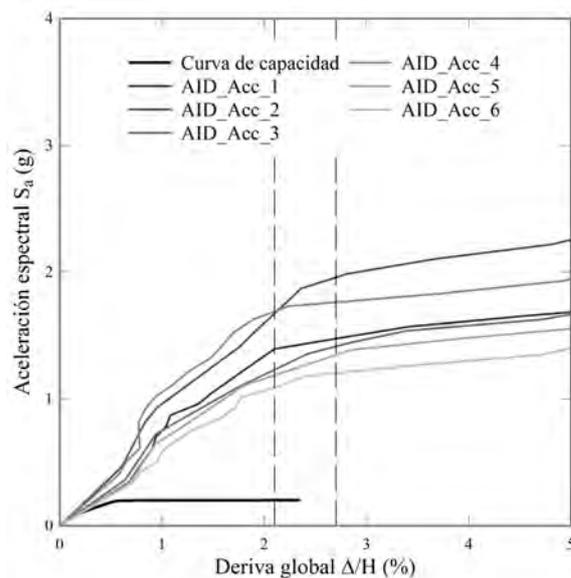


Figura 4.14: Validación del umbral de colapso usando análisis incremental dinámico

De la aplicación de diferentes procedimientos para determinar los um-

brales de daño se han producido una serie de valores muy diversos. En un trabajo en el que se aborda el tema (Dymiotis et al., 1999), se ha propuesto considerar la evolución de las derivas de plantas (por tanto del daño concentrado en estas) respecto de la deriva global. Con base en una serie de resultados experimentales han propuesto la siguiente expresión:

$$\delta_{max} = 1,54\Delta + 0,14N_S - 0,07N_B - \frac{0,48h_1}{h_{i \neq 1}} \quad \text{Para } N_S > 1 \quad (4.3)$$

En esta ecuación  $\delta_{max}$  representa la deriva de planta,  $\Delta$  es el desplazamiento del nivel de cubierta,  $N_S$  es el numero de niveles del edificio,  $N_B$  es el numero de vanos,  $h_1$  es la altura del primer nivel y  $h_{i \neq 1}$  es la altura del nivel  $i$  en el cual se desea calcular la deriva de plantas.

Partiendo de una serie de simulaciones numéricas, (Vielma et al., 2008c) han propuesto las siguientes expresiones para obtener los valores de las derivas de planta a partir de las derivas globales:

$$\delta = \begin{cases} 0,1299 + 0,4358\left(\frac{\Delta}{H}\right) & \text{Para } N_{niveles} = 3 \\ 0,1503 + 0,5257\left(\frac{\Delta}{H}\right) & \text{Para } N_{niveles} = 6 \\ 0,0518 + 0,6280\left(\frac{\Delta}{H}\right) & \text{Para } N_{niveles} = 9 \\ 0,0118 + 0,6312\left(\frac{\Delta}{H}\right) & \text{Para } N_{niveles} = 12 \end{cases} \quad (4.4)$$

En las Figura 4.15 a la 4.18 se muestran los resultados de los Estados Límite obtenidos para los pórticos proyectados según las normas americanas, para una amenaza de 0,3g.

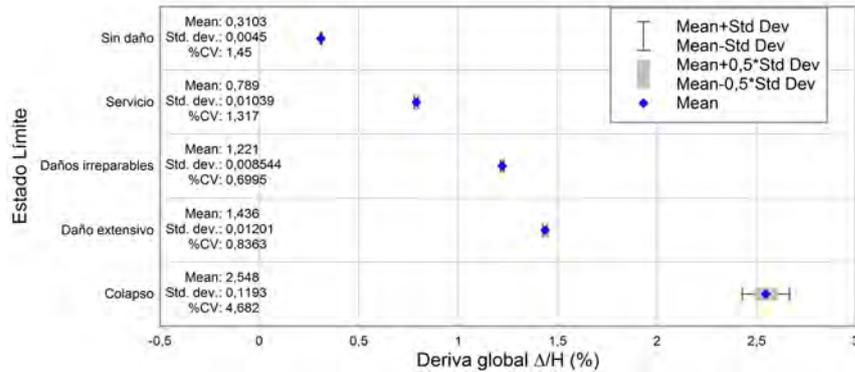


Figura 4.15: Umbrales de daño medios de los pórticos externos de tres plantas

Puede observarse que los umbrales de daño obtenidos son bastante uniformes, excepto para el caso del umbral de colapso, para el cual la dispersión es mucho mayor en comparación con los demás umbrales. Esto se debe a la diferencia marcada que existe entre los puntos de pendiente negativa de la mayoría de los edificios estudiados. Cabe indicar que estos valores medios y sus desviaciones son utilizados en la fijación de los umbrales de los Estados

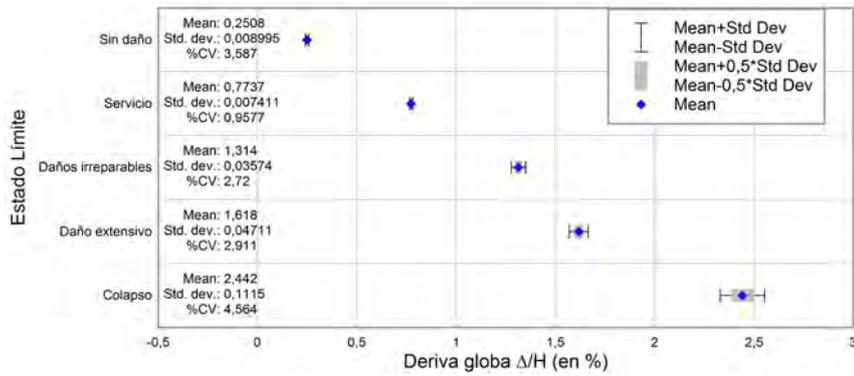


Figura 4.16: Umbrales de daño medios de los pórticos externos de seis plantas

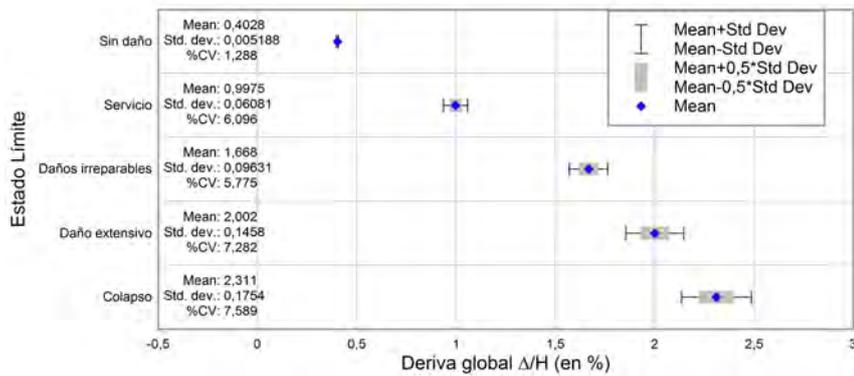


Figura 4.17: Umbrales de daño medios de los pórticos externos de nueve plantas

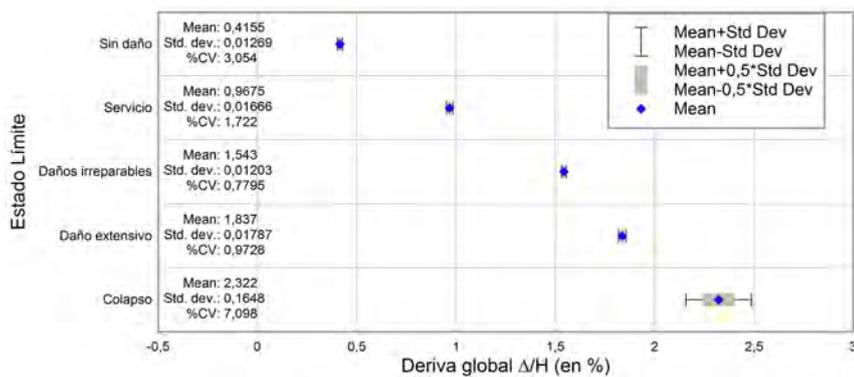


Figura 4.18: Umbrales de daño medios de los pórticos externos de doce plantas

Límite aplicados en el cálculo de las curvas de fragilidad, de allí la relevancia

de estos valores y la importancia de poder determinarlos adecuadamente.

## 4.6. Evaluación de la respuesta dinámica

La respuesta dinámica permite evaluar el comportamiento global de las estructuras cuando son sometidas a acciones variables con el tiempo. Con la finalidad de evaluar el proyecto sismorresistente mediante procedimientos dinámicos, se continúa trabajando con el grupo de edificios porticados de hormigón armado con un número diferente de plantas y de vanos usado en el análisis pseudo-estático.

Para evaluar la respuesta dinámica, en este trabajo se ha aplicado un procedimiento formulado recientemente (Kappos y Stefanidou, 2009) en el que la evaluación del proyecto sismorresistente se lleva a cabo mediante tres niveles de amenaza, que tienen asociados tres Estados Límite (de servicio, de daños reparables y de prevención de colapso) que se encuentran contenidos dentro de los Estados Límite considerados en el análisis pseudo-estático. Las características de estos Estados Límite se muestran en la Tabla 4.4. Los resultados del análisis dinámico no lineal permiten evaluar el dimensionado sísmico aplicado.

Tabla 4.4: Estados Límite y niveles de amenaza

Sismo	Estado límite	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de exceedencia en 50 años
Frecuente	Servicio	95	50 %
Raro	Reparable por normas	475	10 %
Muy raro	Prevención de colapso	2500	2 %

Para obtener los sismos con las características mostradas en la Tabla anterior, se ha recurrido a la generación de acelerogramas sintéticos compatibles con el nivel de amenaza considerado en el proyecto. El programa empleado en la generación de los acelerogramas se denomina PACED (Vielma, 2009) que permite generar acelerogramas compatibles con los espectros elásticos de proyecto.

En la Figura 4.19 se muestra uno de los acelerogramas sintéticos aplicado en los análisis de los edificios. En la Figura 4.20, se muestra el espectro elástico de proyecto conjuntamente con los espectros de respuesta correspondientes a los acelerogramas sintéticos para un amortiguamiento del 5 % del amortiguamiento crítico; nótese el buen ajuste de los espectros de respuesta respecto del espectro elástico de proyecto.

A los acelerogramas sintéticos se les han calculado la intensidad de Arias

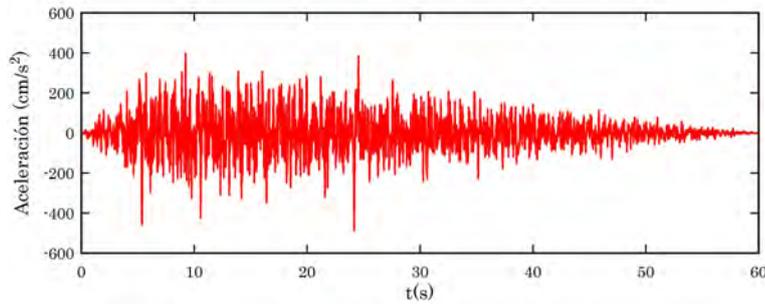


Figura 4.19: Sismo sintético para evaluar la respuesta dinámica

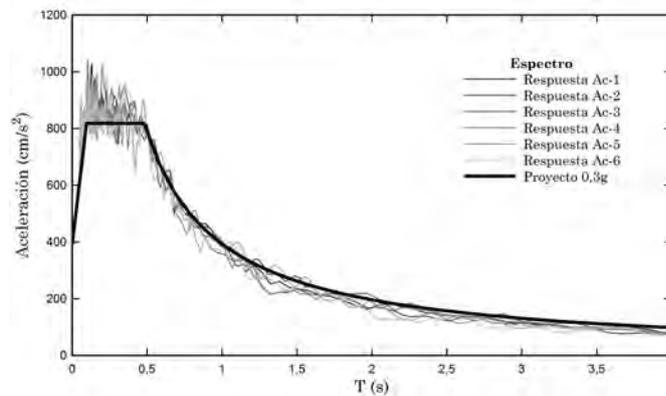


Figura 4.20: Espectros de respuesta y espectro elástico de proyecto

y el flujo de energía, para la ajustar la duración total de los terremotos aplicando criterios energéticos. Los resultados se muestran en las Figuras 4.21 y 4.22. Ambos cálculos son importantes a la hora de reducir los acelerogramas, eliminando aquellos puntos en los que no se concentra demasiada energía, sin embargo para el presente estudio no se ha reducido la duración de los acelerogramas.

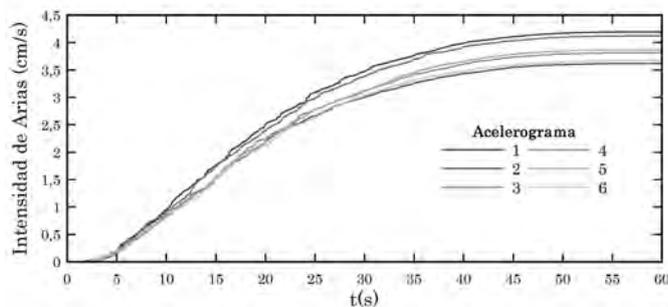


Figura 4.21: Intensidad de Arias

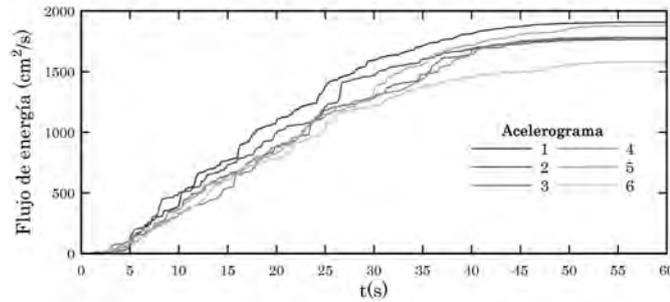


Figura 4.22: Flujo de energía

Tabla 4.5: Características de los sismos sintéticos utilizados en los análisis

Ac.	Duración (s)	Periodo predominante (s)	Aceleración máxima (g)	Velocidad máxima (cm/s)	Desplazamiento máximo (cm)
1	60	0,14	0,373	23,707	9,432
2	60	0,20	0,336	25,103	6,467
3	60	0,16	0,313	21,624	7,836
4	60	0,10	0,299	25,691	7,865
5	60	0,23	0,347	20,562	5,360
6	60	0,36	0,341	21,293	7,400

Es recomendable aplicar un conjunto de sismos con amplio contenido frecuencial, por lo que se han generado 6 acelerogramas sintéticos, que para los 3 niveles de intensidad anteriormente descritos, totaliza 18 acelerogramas aplicados a los edificios. En la Tabla 4.5 se resumen las características de los acelerogramas sintéticos generados, nótese que los periodos predominantes obtenidos se encuentran dentro o muy próximos del rango de los periodos que producen los valores máximos de aceleraciones del espectro elástico de proyecto.

El criterio aplicado para la evaluación de la respuesta sísmica está fundamentado en las derivas de las plantas. Diversos autores coinciden en que las derivas de plantas se pueden correlacionar directamente con el daño que sufren las líneas resistentes verticales. De esta forma ha sido posible establecer un rango de valores para cada uno de los estados límite anteriormente citados y que se muestran en la Tabla 4.6. Estas derivas se aplican para controlar el Estado Límite que tienen asociado.

Adicionalmente, se evalúa la deriva global, lo que proporciona un valor contra el que se puede comparar el Estado Límite de prevención de colapso. Como se ha indicado anteriormente, el umbral de colapso es difícil de determinar, sin embargo el análisis incremental dinámico permite validar los

Tabla 4.6: Umbrales de daño aplicados en la evaluación de la respuesta dinámica

Estado límite	Deriva de plantas (%)
De servicio	0,5
Reparable	1,5
Prevención de colapso	3,0

Tabla 4.7: Períodos elásticos de los edificios estudiados

Número de plantas	Periodo elástico T(s)
3	0,57
6	0,76
9	1,01
12	1,23

resultados obtenidos del análisis con empuje incremental. El criterio empleado consiste en que el colapso se alcanza cuando la rigidez alcanza valores inferiores al 20 % de la rigidez inicial. Esto ha permitido ubicar valores de la deriva global alrededor del 2,5 % para edificios porticados regulares de hormigón armado, independientemente del número de plantas.

#### 4.6.1. Periodo elongado de la estructura

Como ya se ha visto, los procedimientos de análisis elástico e inelástico admiten la definición de la acción sísmica mediante acelerogramas o mediante espectros de proyecto elástico, que posteriormente se transforman en espectros inelásticos mediante la aplicación de los factores de comportamiento  $q$ .

Como se ha podido ver en los procedimientos de análisis expuestos anteriormente, estos se realizan utilizando el período estructural como parámetro característico de la estructura. Existe en la literatura y en las normas de proyecto sismorresistente gran cantidad de expresiones para calcular el valor aproximado del periodo elástico de una estructura. La mayoría de estas expresiones se han obtenido mediante el ajuste de resultados de análisis de estructuras modelizadas como edificios de cortante, consistentes en sistemas de múltiples grados de libertad de masas concentradas y muelles, representativos de las masas de las plantas y de las rigideces de las columnas, respectivamente.

En el estudio de los casos que se ha llevado a cabo en este trabajo, se han aplicado procedimientos de elementos finitos para obtener los periodos elásticos, los cuales son mayores que los obtenidos mediante el modelo de edificio de cortante, en el que la rigidez de la estructura es sobreestimada.

Los resultados se muestran en la Tabla 4.7.

Partiendo de estos resultados, se ha ajustado una expresión que permite calcular el periodo elástico de la estructura como función de la altura total  $H$  expresada en metros:

$$T_0 = 0,125H^{0,63} \quad (4.5)$$

Por este motivo resulta importante la adecuada determinación de los periodos con los que se calcularán las acciones sísmicas. Mwafi y Elnashai (2002) admiten que las ompreciones cometidas en la determinación del periodo elongado (cuando se ha alcanzado cierto comportamiento no lineal) introducen en el proyecto sismorresistente una cantidad considerable de reserva de resistencia. Como se ha anotado anteriormente, la reserva de resistencia no siempre resulta conveniente, aunque la impresión generalizada es de que en ocasiones proporciona cierto nivel de seguridad a las estructuras cuando estas se aproximan al Estado Límite Último. La razón puede apreciarse claramente en la Figura 4.23. Obsérvese que los periodos inelásticos calculados para los cuatro niveles de edificios, son mayores que los periodos elásticos, proporcionando por tanto valores menores de aceleraciones, a los que lógicamente corresponderán fuerzas sísmicas menores.

Resulta interesante observar como el periodo se incrementa debido a que a mayor intensidad del sismo aplicado, se alcanza un grado mayor de plasticificación del acero de refuerzo y de daño del hormigón y en mayor número de elementos, produciéndose la degradación correspondiente a la rigidez global con la consecuente elongación del periodo predominante.

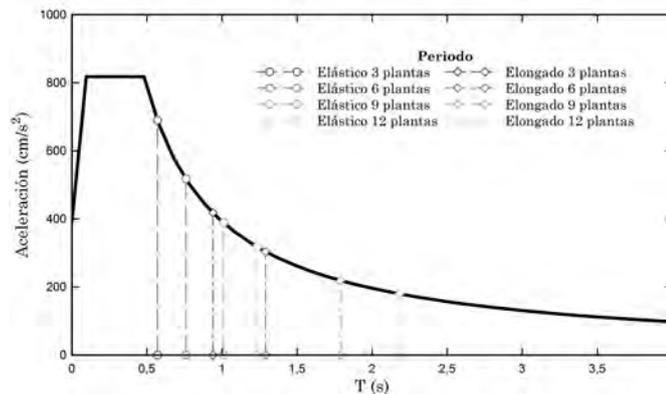


Figura 4.23: Ordenadas espectrales obtenidas con los periodos elásticos y elongados de proyecto

De la Figura 4.23 se puede concluir que la utilización del periodo elástico conduce a valores de la aceleración de proyecto hasta un 43 % mayor que la aceleración de proyecto correspondiente al cálculo mediante el periodo elongado. Este incremento es notable y suele afectar al proyecto sismorresistente,

otorgándole a las estructuras una resistencia mayor a la necesaria, por tanto, es una fuente importante de reserva de resistencia.

Los periodos de los casos estudiados se han obtenido partiendo de los resultados del análisis dinámico de los edificios bajo el grupo de seis acelerogramas compatibles con el espectro, aplicando los tres niveles de intensidad. De esta forma, se ha obtenido la respuesta en desplazamientos relativos del centro geométrico del nivel de cubierta, mediante la cual y aplicando el espectro de amplitudes de Fourier, se ha obtenido el periodo predominante, que corresponde por tanto al periodo elongado de la estructura.

Como era de esperarse, los periodos de los edificios sometidos a acciones sísmicas más severas resultaron más altos. Esto se debe a que bajo acciones más severas se producen mayores daños y plastificaciones en los diferentes elementos de la estructura, degradándose por tanto la rigidez de esta y como es sabido, a menor rigidez, mayor es el periodo estructural.

En la Figura 4.24 se muestran los valores de los periodos alcanzados para las cuatro alturas estudiadas y para los tres niveles de amenaza sísmica.

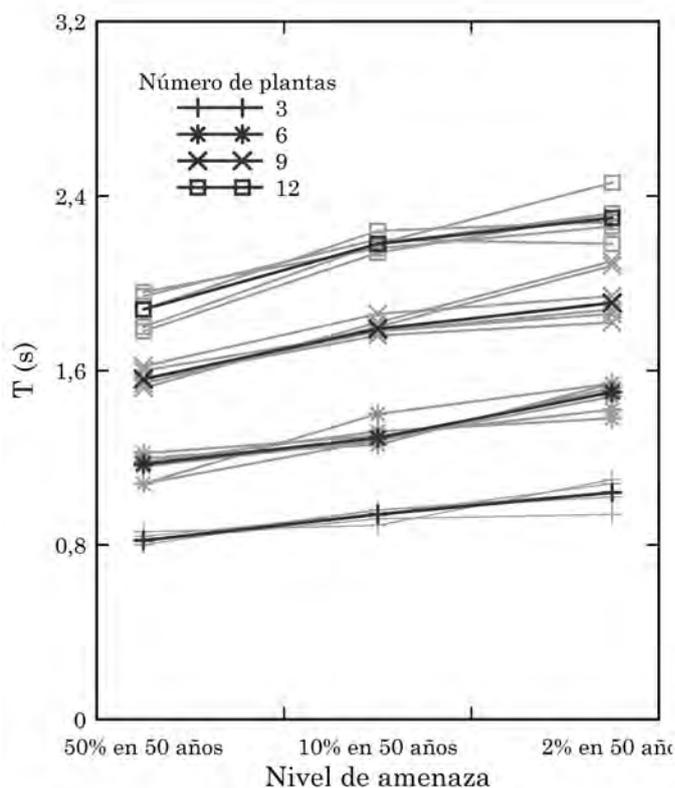


Figura 4.24: Periodos elásticos y elongados de proyecto

Para estos valores se ha calculado la media y con esta se han ajustado unas expresiones que permiten obtener el periodo elongado de una estructura

en función de la aceleración máxima  $A_M$ , el periodo inicial  $T_0$  y la altura total  $H$ . La expresión es la siguiente:

$$T = \begin{cases} T_0 + (H - 8,2)^{0,385} A_M & \text{Para } A_M \leq 0,18g \\ T_0 + 0,18(H - 8,2)^{0,385} + \left(\frac{H}{100}\right)^{0,65} A_M & \text{Para } A_M > 0,18g \end{cases} \quad (4.6)$$

En la Figura 4.25 se muestran las medias y las correspondientes funciones graficadas del periodo, para los niveles de aceleraciones máximas aplicadas en este estudio.

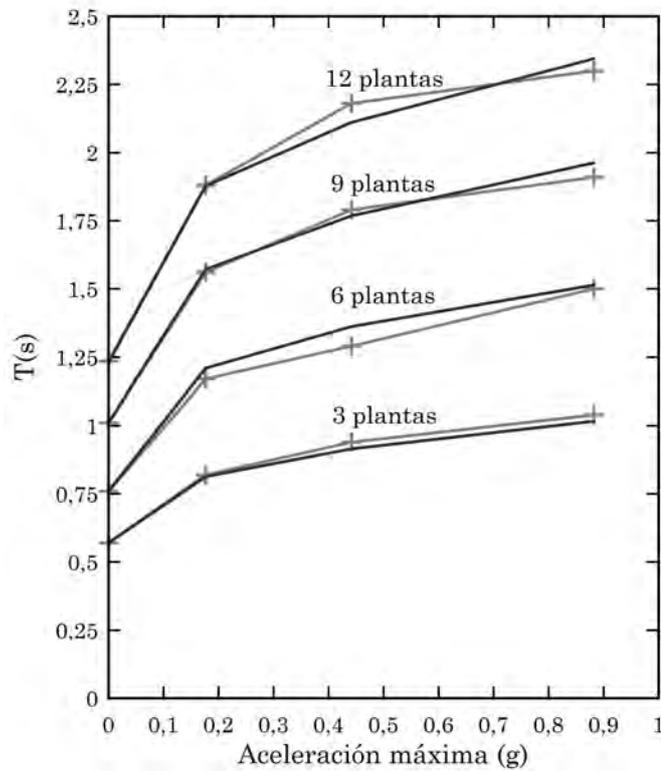


Figura 4.25: Medias y valores calculados del periodo elongado

#### 4.6.2. Deriva global

Como ya se ha indicado, las derivas globales permiten evaluar el umbral del estado límite de colapso de una estructura. La determinación de la deriva global en el caso del análisis no lineal con empuje incremental ya ha sido explicada en el Capítulo anterior. Se utiliza una extensión del mismo concepto para la determinación de la deriva global a partir de los resultados del análisis no lineal dinámico. Para ello es necesario determinar el máximo

desplazamiento del nivel de cubierta que ocurre durante la acción dinámica. Con este valor se calcula la deriva global para los diferentes niveles de la acción sísmica, sin embargo el que más interesa es el valor de la deriva global producido por el terremoto con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.

En las Figuras 4.26 y 4.27 se muestra la evolución de las derivas globales respecto al tiempo, para los edificios de 6 y 9 plantas proyectados conforme al ACI para una amenaza de 0,3g. En ambas Figuras se han colocado las derivas globales obtenidas para los tres niveles de intensidad que corresponden a los tres Estados Límite escogidos para controlar el proyecto. Es importante notar que la respuesta dinámica es satisfactoria, ya que para ninguno de los niveles de intensidad sísmica se ha sobrepasado el umbral de la deriva global que marcaría el colapso inminente. El criterio de la deriva global puede ser aplicado como criterio de rechazo de un determinado dimensionado sísmico, sin que sea necesario realizar análisis adicionales de la respuesta no lineal. También es posible utilizar estos valores en la aplicación de los índices de daño, que permiten una evaluación rápida de las prestaciones de una estructura.

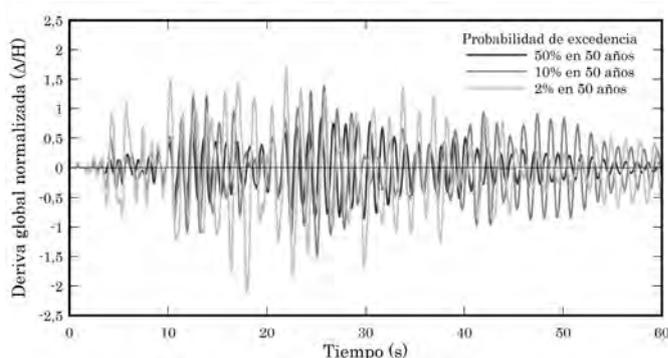


Figura 4.26: Derivas globales edificio de 6 plantas y 3 vanos

En la Figura 4.28 se muestran los valores medios, las desviaciones estándar y los coeficientes de variación de las derivas globales del edificio de tres plantas, graficadas según las intensidades de los acelerogramas que las producen. Se puede observar que las derivas globales no alcanzan el valor de la deriva que define el umbral de colapso para el edificio de tres plantas, según procedimientos pseudo-estáticos.

Finalmente, en la Figura 4.29 se muestran los resultados de las derivas globales calculadas para el edificio de 3 plantas. Nótese la uniformidad de los valores que se alcanzan para los seis acelerogramas aplicados, a pesar de que el contenido frecuencial de estos es muy variado. Nótese además que ninguno de los valores supera el umbral de colapso de este tipo de edificios.

Similar comportamiento es mostrado por el resto de los edificios inde-

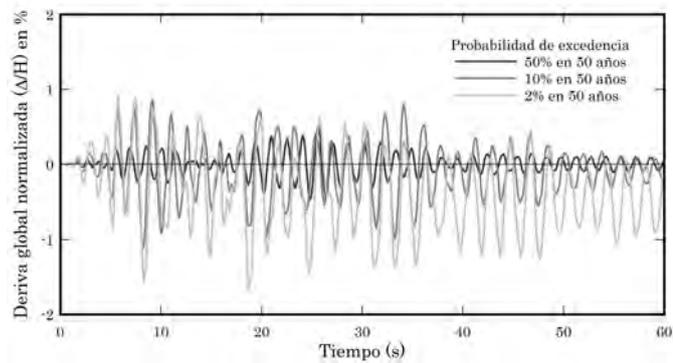


Figura 4.27: Derivas globales edificio de 9 plantas y 3 vanos

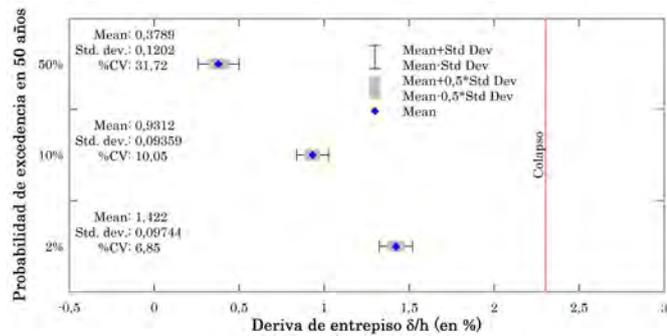


Figura 4.28: Derivas globales medias del edificio de 3 plantas

pendientemente del número de vanos. Además, la respuesta de los edificios más altos (9 y 12 plantas) es igualmente satisfactoria, no llegando nunca a superarse el umbral de colapso correspondiente a cada tipo de edificio.

#### 4.6.3. Derivas de plantas

Al aplicarse los acelerogramas a cada uno de los pórticos se obtiene una serie de resultados dependientes del tiempo. Como ya se ha indicado, los resultados que interesan son aquellos que permiten calcular la deriva global y la deriva de plantas, ya que estos valores permiten controlar los daños que se producen en la estructura. Los resultados dinámicos son especialmente importantes, primero por que representan la respuesta de la estructura frente a acciones similares a los terremotos que las pudiesen afectar y segundo por que el efecto de la acción dinámica suele ser más severo que el efecto de la acción del tipo pseudo-estática, puesto que se producen desplazamientos de diferente signo, lo que produce distorsiones angulares en los elementos más elevadas. Seguidamente se muestran algunos resultados de los análisis.

En las Figuras 4.30 a la 4.32 puede observarse que las mayores derivas

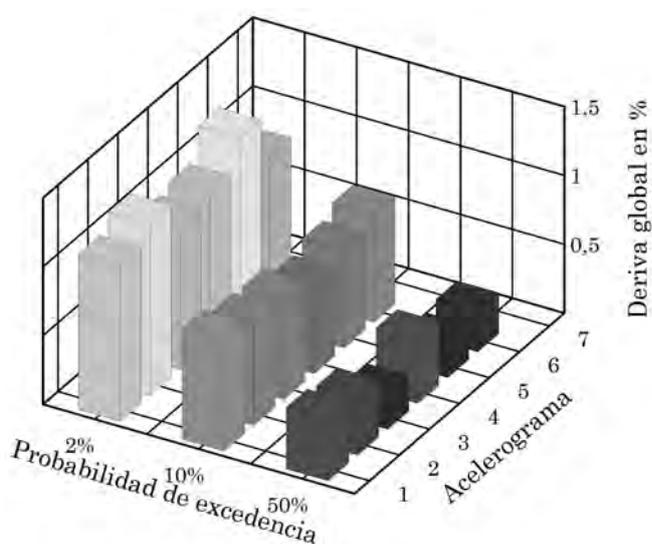


Figura 4.29: Derivas globales calculadas para los diferentes acelerogramas aplicados

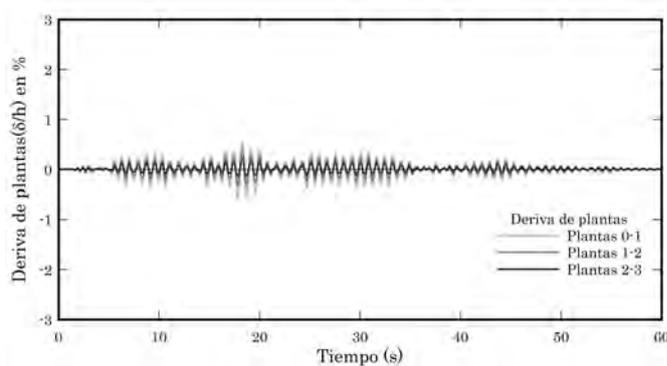


Figura 4.30: Derivas de plantas del edificio de 3 niveles para terremoto con probabilidad de excedencia de 50 % en 50 años

se producen entre las plantas 0 y 1, esto ocurre generalmente en los edificios bajos por efecto de que aplicar el precepto normativo de viga débil columna fuerte, conduciría a secciones de columnas muy elevadas. Además, es mayor la dispersión de los valores de las derivas de las plantas 0 y 1, mientras que en el resto de la planta estos valores son bastante uniformes. Como se puede observar en las Figuras 4.33 a la 4.35, este efecto se repite para niveles de amenaza sísmica más elevados, sin embargo el comportamiento global es satisfactorio puesto que ni los valores de las derivas de planta ni los de la deriva global sobrepasan los umbrales de los estados límite más severos.

El procedimiento de cálculo se ha aplicado a todos los pórticos de to-

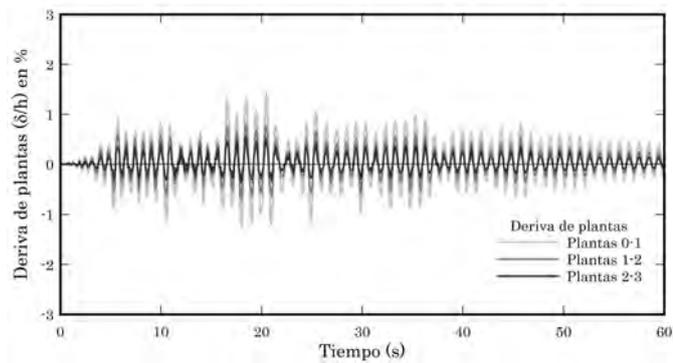


Figura 4.31: Derivas de plantas del edificio de 3 niveles para terremoto con probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años

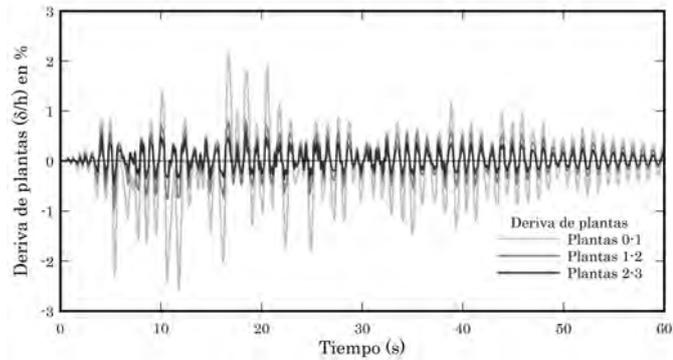


Figura 4.32: Derivas de plantas del edificio de 3 niveles para terremoto con probabilidad de excedencia de 2 % en 50 años

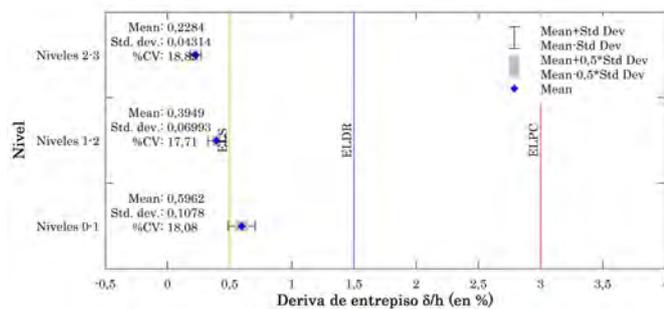


Figura 4.33: Valores medios de las derivas calculadas para un terremoto con una probabilidad de excedencia del 50 % en 50 años

Para los edificios objeto de este estudio, obteniéndose los valores medios, la desviación estándar y el coeficiente de variación para todas las plantas de los edificios. Esto permitiría en todo caso detectar cuáles son las plantas de un

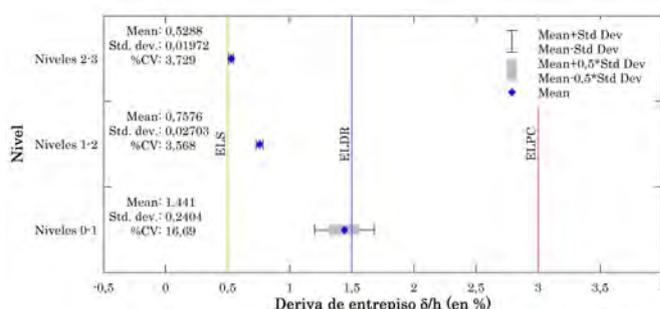


Figura 4.34: Valores medios de las derivas calculadas para un terremoto con una probabilidad de excedencia del 10 % en 50 años

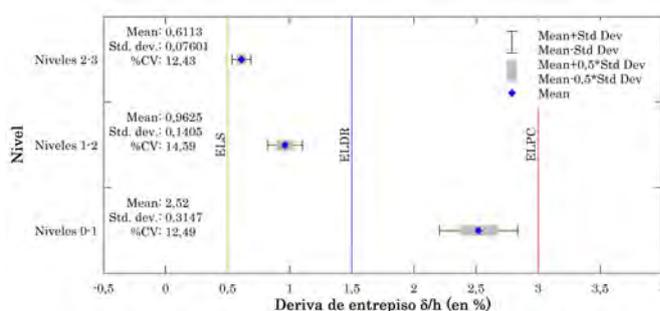


Figura 4.35: Valores medios de las derivas calculadas para un terremoto con una probabilidad de excedencia del 2 % en 50 años

pórtico en las que se concentra el daño, al tener alguna deriva de plantas que sobrepasase los valores de los umbrales establecidos para un Estado Límite específico, posibilitando el redimensionado de la estructura específicamente en la planta que lo requiriese, o procediendo a un redimensionado global, teniendo en cuenta que la modificación de la rigidez de la planta conlleva la alteración de la respuesta dinámica de la estructura.

Los resultados globales muestran que los edificios dimensionados siguiendo el procedimiento descrito en el Capítulo 3, se ajustan adecuadamente a los valores prescritos en los estados límite. Obsérvese en las Figuras 4.33 a la 4.35 que los valores medios de las derivas de cada una de las plantas, calculadas mediante el análisis dinámico no lineal, apenas superan el valor umbral para el Estado Límite de Servicio, que es el menos severo en el control de la respuesta dinámica. En ninguno de los casos los valores superan los demás Estados Límite, que como es bien sabido, corresponden a acciones sísmicas más severas.

En las Figuras 4.36 a la 4.38 se muestran los resultados de las máximas derivas obtenidas de la respuesta dinámica de los edificios de 6 plantas proyectados según el ACI, para 0,3g. Es importante señalar que los valores

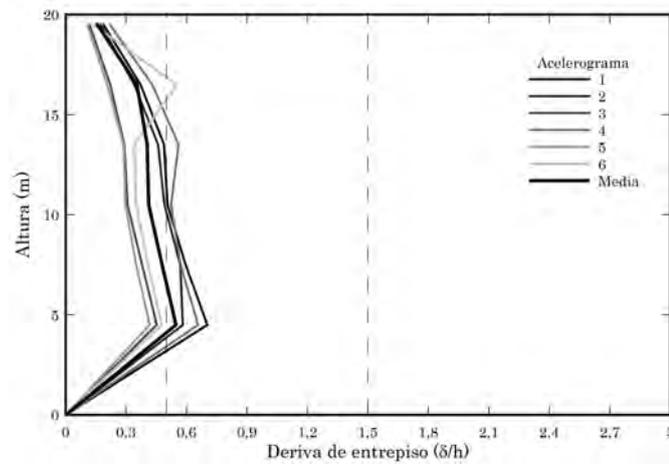


Figura 4.36: Derivas del edificio de 6 plantas para un terremoto con probabilidad de excedencia de 50 % en 50 años

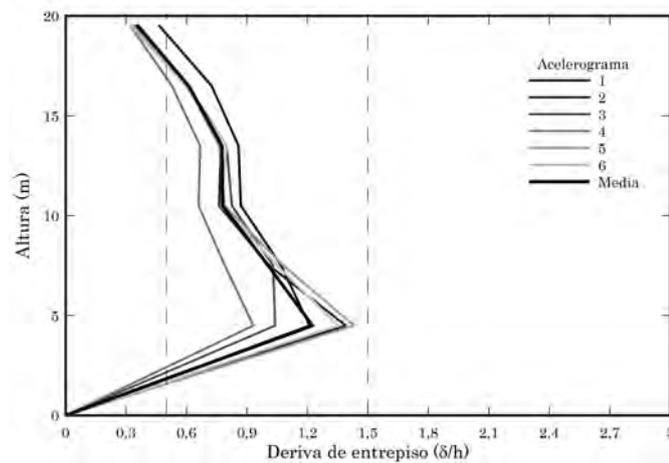


Figura 4.37: Derivas del edificio de 6 plantas para un terremoto con probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años

mostrados son los máximos alcanzados en cada planta independientemente del signo, lo que permite obtener las envolventes de las derivas de planta durante la aplicación de los seis acelerogramas compatibles con el espectro de proyecto. La línea gruesa de estas Figuras corresponde a la media de las derivas de planta. Nótese que existe una ligera superación del Estado Límite de Servicio para algunos acelerogramas. Estos valores se alcanzan entre los niveles 0 y 1 e incluso algunos entre los niveles 1 y 2. También puede notarse que los demás Estados Límite no son superados, lo que pone en evidencia que si bien los edificios pudiesen tener daños ligeros para un terremoto cuya probabilidad de excedencia sea de 50 % en 50 años, los daños para eventos

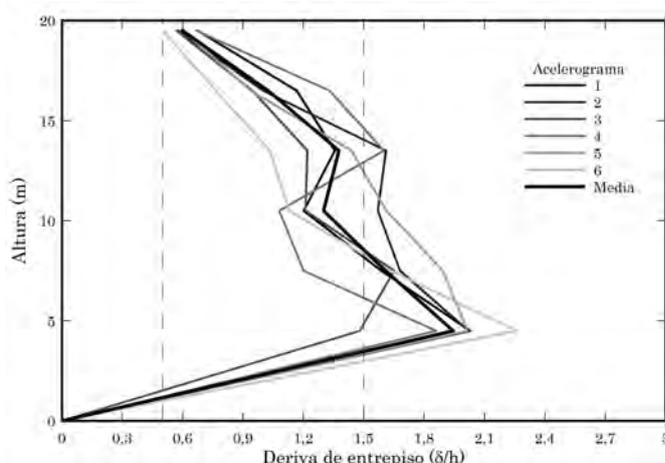


Figura 4.38: Derivas del edificio de 6 plantas para un terremoto con probabilidad de excedencia de 2% en 50 años

menos frecuentes se encuentran dentro de los valores de derivas adecuados para garantizar, primero la reparabilidad y que no ocurrirá el colapso.

#### 4.6.4. Determinación del factor de comportamiento

Como ya se ha indicado, el factor de comportamiento de las estructuras cuya respuesta incursiona en el rango no lineal, es el producto de tres factores: la ductilidad, la reserva de resistencia y la redundancia estructural, presentándose los dos últimos factores de forma acoplada. La variación de estos factores influye en la respuesta global de la estructura, haciendo además que la determinación del factor de comportamiento  $q$  sea un problema complejo.

Uno de los procedimientos aplicados para la determinación del factor de comportamiento, se fundamenta en la respuesta dinámica de las estructuras (Mwafi y Elnashai, 2002a). Para ello es necesario contar con los resultados del análisis incremental inelástico y superponerlo con la curva resultante del análisis estático con empuje incremental. El valor del factor de comportamiento corresponde al máximo valor que se alcanza en la curva del análisis incremental inelástico en el umbral del colapso dividido por el valor del cortante del análisis estático con empuje incremental, cuya relación puede apreciarse en la Figura 4.39.

Valores típicos obtenidos del análisis de estructuras porticadas de hormigón armado, muestran que el factor de comportamiento calculado es mayor que el valor recomendado por las normas. Esto permite interpretar que la capacidad de la estructura es superior a la que originalmente se le ha proporcionado en el proyecto sismorresistente. En la Tabla 4.8 se muestran los resultados obtenidos para edificios proyectados conforme al EC-2 y EC-8, (Vielma et

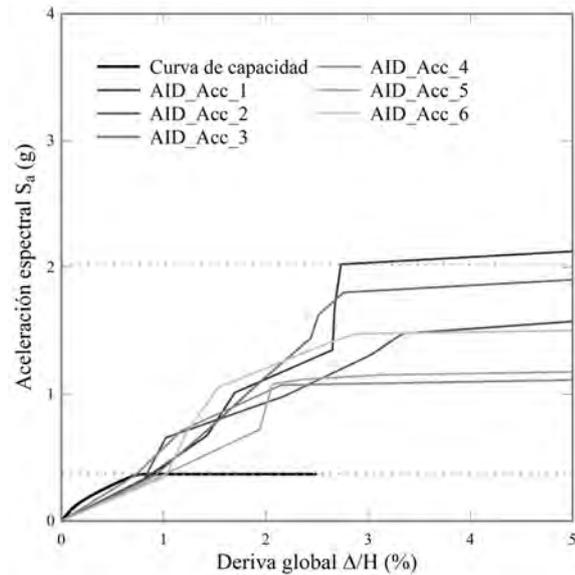


Figura 4.39: Cálculo del factor de comportamiento  $q$  a partir del análisis incremental dinámico

Tabla 4.8: Comparación de valores calculados y prescritos de los factores de comportamiento  $q$

Número de plantas	$q_{calculado}$	$q_{norma}$	$\frac{q_{calculado}}{q_{norma}}$
3	17.40	5.85	2.97
6	10.79	5.85	1.84
9	15.07	5.85	2.57
12	15.12	5.85	2.58

al., 2010a, 2011). Obsérvese que los valores calculados de  $q$  prácticamente duplican a los valores de proyecto, para diferente número de plantas.

En la Figura 4.40 se muestran los valores calculados del factor de comportamiento. Nótese que para una amenaza sísmica mayor, representada por la aceleración básica de proyecto, se alcanzan valores ligeramente superiores. En el caso particular de los factores correspondientes a los edificios proyectados conforme al ACI-318 e IBC-2006 se observa que estos son claramente superiores que el factor de comportamiento prescrito para edificios porticados especiales resistentes a momentos (factor de comportamiento=8). Los valores calculados para los edificios proyectados según el EC presentan similar comportamiento.

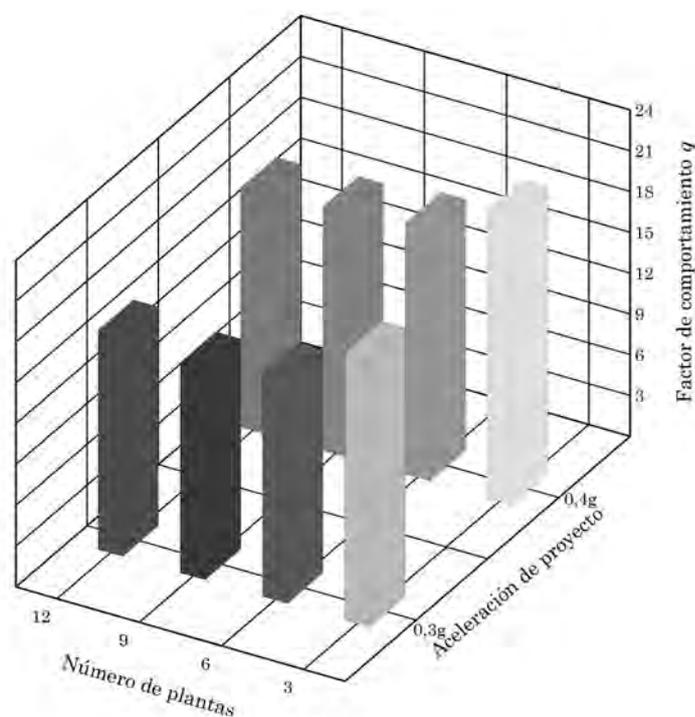


Figura 4.40: Valores del factor de comportamiento para los edificios proyectados conforme al ACI-318 e IBC-2006

## 4.7. Índices de daño

Uno de los aspectos importantes de la respuesta sísmica tiene que ver con la distribución del daño en los elementos y el daño global que se alcanza en el punto de máxima demanda o de colapso de la estructura. Esto permite determinar el patrón de colapso de la estructura, puesto que este ocurre cuando existe la pérdida de estabilidad global. También permite encontrar aquellas zonas en las que se ha concentrado mayor daño debido a defectos del proyecto conceptual o también debidos a fallos en el detallado del armado.

Existe en la literatura una gran cantidad de índices de daño que de alguna manera pretenden evaluar de forma simplificada el comportamiento sísmico de las estructuras. Algunos tienen como base los resultados pseudo-estáticos y otros el comportamiento histerético, en el que se considera el efecto acumulativo de los ciclos sucesivos que se producen durante los terremotos. Seguidamente se muestra un resumen de algunos de estos índices.

Algunos índices cuantifican el daño sísmico global de una estructura a partir de su daño local, esto es, como la contribución del daño acumulado en los elementos estructurales en un instante dado al ser sometida la estructura a una determinada demanda sísmica. Entre los índices que han servido de

referencia para numerosas investigaciones se puede citar el de Park y Ang (Park y Ang, 1985) que permite determinar el daño en un elemento,  $DI_e$ , a partir de la respuesta dinámica no lineal mediante la expresión siguiente:

$$DI_e = \frac{\delta_m}{\delta_u} \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (4.7)$$

donde,  $\delta_m$  es el desplazamiento máximo del elemento,  $\delta_u$  es el desplazamiento último,  $\beta$  es un parámetro que se ajusta dependiendo de los materiales y de la tipología estructural,  $P_y$  es la fuerza de plastificación y  $\int dE_h$  es la energía histerética absorbida. Este índice de daño es de carácter local, en un elemento; sin embargo, mediante operaciones es posible lograr aplicarlo también a la determinación de los valores de daño en un nivel específico, o del edificio entero.

En el caso en que el análisis realizado sea no lineal con empuje incremental, es frecuente encontrar índices que cuantifican el daño a partir de la degradación de rigidez. En este sentido, Skjærbæk y otros (Skjærbæk et al., 1998) proponen el siguiente índice de daño:

$$DI_e = 1 - \sqrt{\frac{K_i}{K_{i,0}}} \quad (4.8)$$

donde  $DI_e$  es el índice de daño en viga o columna,  $K_i$  es la rigidez tangente actual y  $K_{i,0}$  es la rigidez tangente inicial. Como es sabido, los períodos propios son una medida indicativa de la variación de la rigidez de la estructura. Además es posible calcular el daño estructural considerando la ductilidad de proyecto en la determinación de la rigidez correspondiente al desplome último. Por esta razón ha sido desarrollado por Horii e Inoue (Horii e Inoue, 2002) un índice que considera la degradación del período de la siguiente manera:

$$T_\mu = 2\pi \sqrt{\frac{\mu}{\alpha_y}} T_0 \quad (4.9)$$

siendo  $T_\mu$  el período cuando se alcanza el colapso,  $\mu$  la ductilidad de proyecto,  $\alpha_y$  un coeficiente que depende de la degradación de la rigidez y  $T_0$  el período propio fundamental elástico de la estructura. Es sabido que los períodos propios son una medida indicativa de la variación de la rigidez de la estructura y por tanto del daño que ésta sufre, por lo que es necesario considerar la ductilidad de proyecto en la determinación objetiva de la rigidez correspondiente al desplome último.

Gupta y otros (Gupta et al., 2001) desarrollaron un índice de daño que incorpora los desplazamientos de plastificación y último (cuya relación equivale a la relación de rigideces para comportamiento elasto-plástico perfecto) y la ductilidad

$$DI = \frac{\frac{x_{max}}{Z_{00}} - 1}{\mu - 1} \quad (4.10)$$

siendo  $x_{max}$  el desplazamiento último y  $Z_{00}$  el desplazamiento de plastificación.

Entre las características deseables que debe tener un índice de daño, Catbas y Aktan (Catbas y Aktan, 2002) citan, entre otras:

- Debe ser sensible a la acumulación del deterioro.
- No debe ser sensible ante los cambios de las propiedades de las estructuras o de los acelerogramas aplicados.
- Debe mantenerse válido y con significado a través de los Estados Límites de Servicio y de Colapso.
- Debe permitir la localización y cuantificación del daño al correlacionarse el índice con la integridad de la estructura.

Entre estos índices de daño, especialmente el que se calcula mediante la relación de las rigideces, tiene como inconveniente que produce resultados consistentes en el caso de las estructuras con comportamiento dúctil, mientras que para estructuras proyectadas para ductilidades bajas, entre las que se encuentran las de edificios porticados con vigas planas y los edificios con forjados reticulares, conducen a valores muy bajos, que no describen objetivamente el estado global de daño cuando la respuesta se aproxima al umbral de colapso. Para superar este inconveniente, en este trabajo se expone un índice de daño objetivo, independiente de la tipología estructural analizada, como una función dependiente de la relación de rigideces y la ductilidad máxima, valores que se obtienen directamente de la curva de capacidad de los edificios.

#### 4.7.1. Índice de local de daño

En este trabajo se han aplicado dos índices de daño, uno que permite evaluar el daño local, se basa en consideraciones de deformación (Fardis, 2009) que implica que el daño se puede correlacionar directamente con la rotación de la cuerda de la deformada elástica. Para el caso de las columnas esta rotación es equivalente al valor adimensional que se obtiene al calcular las derivadas de plantas.

El daño local se ha calculado aplicando el procedimiento mediante el cual se calcula el índice local como la relación que existe entre la rotación de la cuerda de la deformada de los elementos dividida por una rotación máxima cuyo valor se obtiene a partir de las propiedades geométricas y mecánicas de la sección y que depende también de la calidad del confinamiento (Panagiotakos y Fardis, 2004).

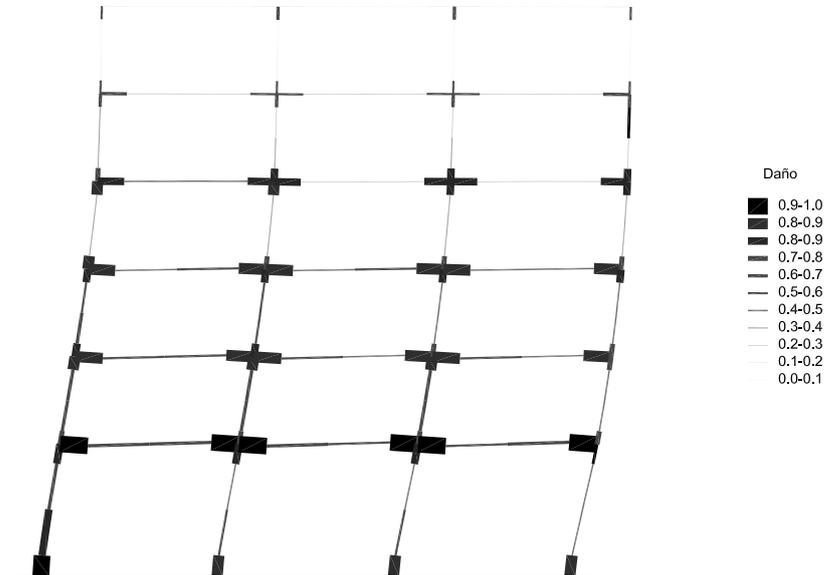


Figura 4.41: Índice local de daño calculado para el pórtico de 6 plantas en el umbral del colapso

En la Figura 4.41 se muestra el pórtico externo del edificio de seis plantas y tres vanos. Nótese que los mayores índices de daño se alcanzan hacia los extremos de las vigas de las plantas 1 y 2. A nivel de columnas, los mayores índices se encuentran hacia los extremos inferiores de las columnas de planta baja, por lo que el comportamiento global que reflejan los daños corresponde al mecanismo de rotación de vigas (mecanismo dúctil) mostrado en el capítulo 2, lo que indica que se alcanza el modo de fallo deseado según el proyecto conceptual. Es de hacer notar que para el caso de los edificios de tres plantas el mecanismo alcanzado fue el de planta baja débil. Esto se debió a que para edificios de pocas plantas es muy difícil lograr la aplicación del precepto conceptual de viga débil columna fuerte, hecho que se vió reflejado en los resultados de las simulaciones numéricas, específicamente en las curvas de fragilidad.

#### 4.7.2. Índice de daño objetivo

El índice de daño objetivo es un valor entre 0 y 1 que indica el grado de daño que ha sufrido una estructura en función de la deriva global. Si bien se ha determinada a partir de la aplicación del método de análisis no lineal con empuje incremental, este índice permite obtener el estado de daño global de

una estructura partiendo de los resultados dinámicos, ya que está formulado a partir del desplazamiento absoluto del nivel de cubierta.

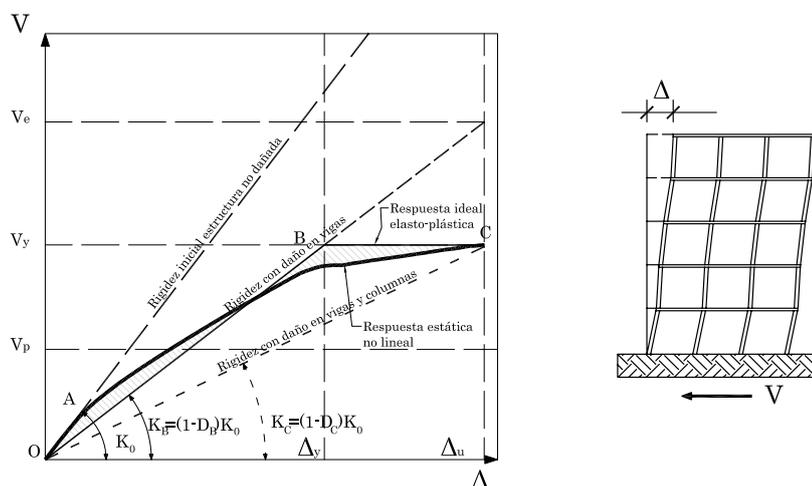


Figura 4.42: Parámetros para el cálculo del índice de daño objetivo a partir de la curva de capacidad

El índice de daño objetivo se ha formulado sobre la base de que la respuesta de los edificios depende fuertemente de la ductilidad de desplazamiento cuando estos incursionan en el rango plástico de comportamiento, véase la Figura 4.42. Así, no es igual el daño que alcanzaría un edificio de columnas y forjados (edificio de ductilidad limitada) que un edificio porticado con vigas profundas, para un mismo desplazamiento lateral inducido por un sismo. En la Figura 4.42 se muestra la curva de capacidad de un edificio típico de ductilidad limitada.

El análisis que se presenta a continuación parte de la suposición de que el comportamiento de la estructura no lineal sigue los fundamentos de la Teoría del Daño Mecánico (Oliver et al., 1990). Esta Teoría está basada en la mecánica de medios continuos, cumple con los principios fundamentales de la termodinámica. No todos los materiales utilizados con fines estructurales siguen un comportamiento asimilable al daño (degradación/pérdida de rigidez), pues hay algunos que se ajustan más a la plasticidad (desarrollo de deformaciones irreversibles) y otros tienen una composición de comportamiento entre daño y plasticidad (degradación con deformaciones irreversibles), tal como puede verse en la Figura 4.43.

Examinando una respuesta estructural, sólo se puede saber si ha tenido un comportamiento de daño o plasticidad cuando se inicia la descarga, pues es el momento en que se diferencia la forma de las curvas de respuesta, mostrando en el caso de daño una descarga al origen con pérdida de rigidez, mientras que en la plasticidad se conserva la rigidez pero se acumulan de-

formaciones irreversibles. Obsérvese que en carga, la forma de la curva es idéntica para modelos de daño y plasticidad

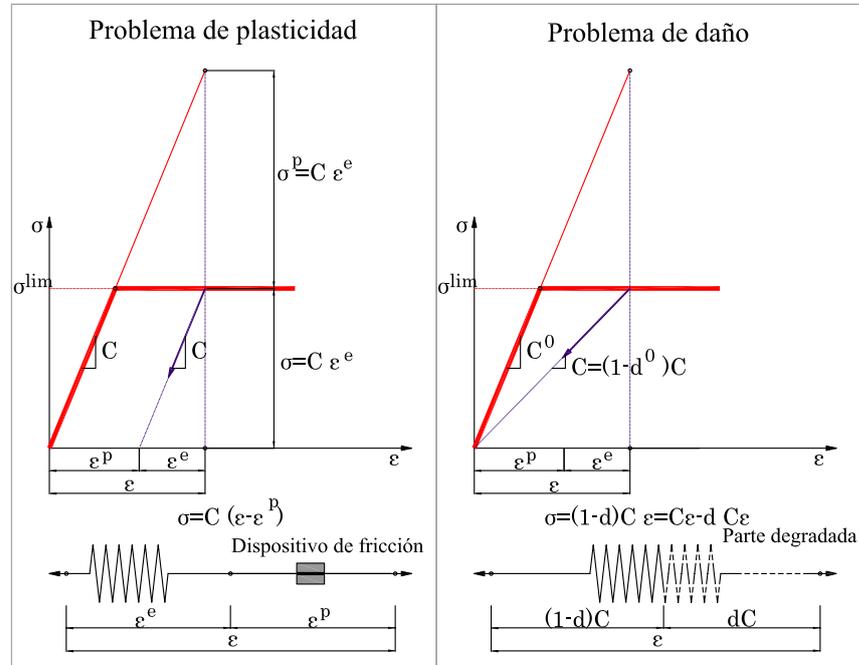


Figura 4.43: Modelos de comportamiento: plasticidad y daño

El hormigón armado tiene un comportamiento mixto (daño y plasticidad) pero con preponderancia del efecto de degradación (Oller, 1991). Esta afirmación puede ser corroborada con ensayos de laboratorio y puede ser cuantificada utilizando la teoría de mezclas de sustancias simples (Car et al., 2000, 2001).

El procedimiento que a continuación se describe ha sido planteado con el objetivo de describir el deterioro estructural frente a acciones sísmicas a partir de muy pocos datos sobre la respuesta no lineal. Esto hace que el procedimiento sea sencillo, de utilización rápida y eficaz.

Suponiendo un comportamiento elástico de la estructura, se hace un análisis con empuje incremental que permite obtener la rigidez estructural inicial  $K_0$  que se muestra en la Figura 4.42.

Suponiendo conocido el máximo cortante en la base que desarrollaría la estructura en el momento en que se inicia su plastificación  $V_y$  y adoptando una ductilidad de proyecto proporcionada por las normativas, se tiene la siguiente expresión para el daño estructural máximo (en el punto  $C$ , cuando la estructura desarrolla toda su ductilidad) evaluado según la mecánica de daño continuo,

$$D_C = 1 - \frac{K_C}{K_0} = 1 - \frac{\frac{V_y}{\Delta_u}}{\frac{V_y}{\Delta_y}} = 1 - \frac{\frac{V_y}{\mu \Delta_y}}{\frac{V_y}{\Delta_y}} = 1 - \frac{1}{\mu} = \frac{\mu - 1}{\mu} \quad (4.11)$$

De aquí se desprende que el daño máximo, correspondiente al instante en que la estructura desarrolla toda su ductilidad, es sólo función de la ductilidad de proyecto adoptada. Así pues, podría decirse lo siguiente,

$$D_C = \begin{cases} 0,50 & \text{Para ductilidad baja } \mu = 2 \\ 0,75 & \text{Para ductilidad intermedia } \mu = 4 \end{cases} \quad (4.12)$$

Es decir, para llegar al comportamiento último de la estructura puede alcanzarse un nivel de daño mayor en una estructura dúctil que en una estructura frágil. Sin embargo, esta forma de medir el daño puede llevar a equívocos, pues podría también interpretarse lo contrario, es decir, que una estructura dúctil se daña más que una frágil en su estado último. Esto obliga a objetivizar el cálculo de este índice de daño por comparación con el máximo daño que puede alcanzar la estructura. Así, el daño objetivo alcanzado por una estructura en un punto cualquiera  $P$  se define como

$$D_P^{Obj} = \frac{D_P}{D_C} = D_P \frac{\mu}{(\mu - 1)} = \frac{(1 - \frac{K_P}{K_0})\mu}{(\mu - 1)} \quad (4.13)$$

donde  $D_P$  es el daño en un punto cualquiera de la respuesta no lineal y  $D_C$  es el daño en el umbral de colapso. Para calcularlos es necesario obtener la rigidez inicial  $K_0$ , la rigidez en el punto  $P$   $K_P$  y la ductilidad máxima  $\mu$ .

Con los valores de las derivas globales máximas correspondientes a los análisis dinámicos bajo la acción de los terremotos representativos de los estados límite, se han calculado los valores de los índices objetivos de daño sísmico, lo cuales se han graficado en la Figura 4.44. Obsérvese que se mantiene una relativa holgura entre el valor calculado y el valor del desplazamiento máximo (umbral de colapso) que pone en evidencia la seguridad del proyecto sismorresistente obtenido al aplicar el dimensionado sísmico.

## 4.8. Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño

La evaluación de las prestaciones del proyecto sismorresistente que se ha llevado a cabo hasta este punto, es de corte determinista, si bien se han aplicado algunos conceptos de probabilidad de excedencia necesarios para la selección del nivel de amenaza sísmica, que por razones bien conocidas no se puede llevar a cabo aplicando procedimientos deterministas.

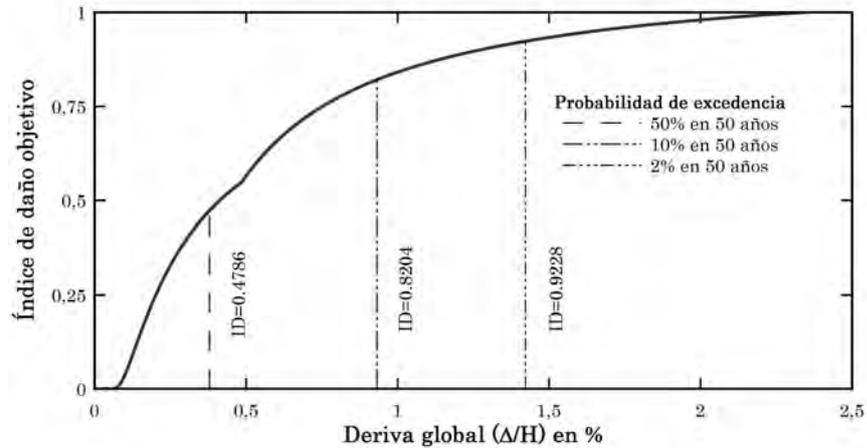


Figura 4.44: Ejemplo de evolución del ID con la deriva global

En esta sección se muestran los resultados de evaluación de las prestaciones de los casos de estudio mediante análisis de corte probabilista. Sin embargo es necesario indicar que los umbrales de daño necesarios para calcular las curvas de fragilidad se han obtenido del análisis determinista (Vielma et al., 2007b).

Resulta interesante poder evaluar las estructuras según las condiciones del *Proyecto por Prestaciones* expuesto en el Capítulo 2. En el proyecto por prestaciones se evalúan las características de la respuesta sismorresistente conforme a un grupo de Estados Límite de comportamiento. Uno de los procedimientos aplicados para lograr este último se fundamenta en las *Curvas de Fragilidad* y las *Matrices de Probabilidad de Daño*. Para poder caracterizar la respuesta de las estructuras se utiliza una cantidad que permite al proyectista de una manera intuitiva apreciar y valorar el comportamiento. Con este fin es necesario calcular el *Punto por Prestaciones*, que representa la respuesta estructural bajo una demanda específica.

En este apartado, se aplica el procedimiento de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño a los edificios objeto de estudio.

#### 4.8.1. Punto por prestaciones

Antes de definir las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño, es necesario definir el punto por prestaciones de un edificio. El punto por prestaciones representa un punto de la curva de capacidad correspondiente a la respuesta que se obtiene al someter al edificio a una demanda determinada. La demanda es usualmente definida mediante el espectro elástico de proyecto.

Existen varios procedimientos prácticos para la determinación del punto por prestaciones. Entre estos uno de los más aceptados es el procedimiento

N2 (Fajfar, 2000). El procedimiento requiere que la curva de capacidad se compatibilice con el espectro de demanda, que como es sabido se determina para un sistema de un grado de libertad equivalente, de esta forma la curva de capacidad se tiene que transformar en *espectro de capacidad*, transformando los desplazamientos mediante la expresión:

$$S_d = \frac{\delta_c}{FPM} \quad (4.14)$$

donde  $\delta_c$  es el desplazamiento de la curva de capacidad y  $FPM$  es el factor de participación modal correspondiente al primer modo de vibración del edificio:

$$FPM = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}^2} \quad (4.15)$$

siendo  $m_i$  la masa concentrada en la planta  $i$  y  $\phi_{1,i}$  el desplazamiento normalizado de la planta  $i$  del primer modo de vibración.

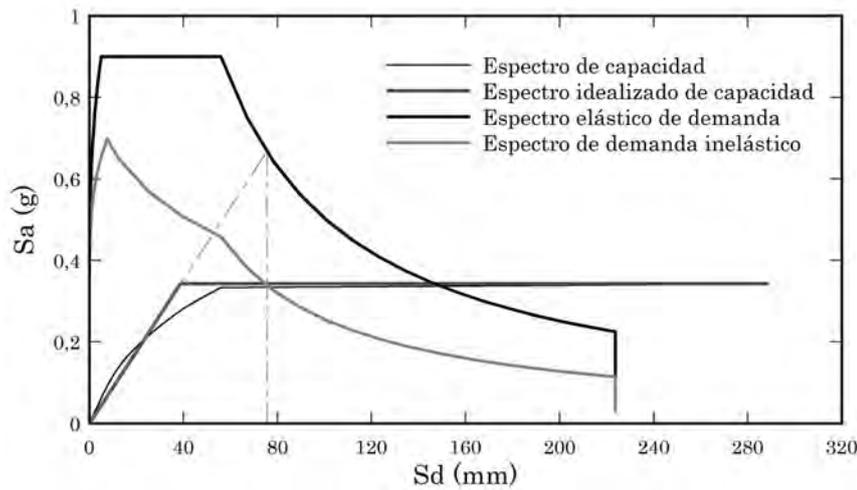


Figura 4.45: Determinación del desplazamiento del punto por prestaciones

Las ordenadas de la curva de capacidad se transforman de la siguiente manera:

$$Sa = \frac{\left(\frac{V}{W}\right)}{\alpha} \quad (4.16)$$

donde  $V$  es el cortante en la base,  $W$  es el peso sísmico del edificio calculado como el 100 % de las cargas permanentes y peso propio y el 25 % de las cargas variables o de explotación. Finalmente,  $\alpha$  es un coeficiente calculado como:

$$\alpha = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}\right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}^2} \quad (4.17)$$

Una vez transformada la curva de capacidad en espectro de capacidad, se superpone este último con el espectro de demanda en formato  $S_a$  vs.  $S_d$ . Seguidamente se obtiene el espectro de capacidad idealizado, que es una forma bilineal obtenida mediante la rigidez secante entre el punto de origen y el 60 % de la aceleración espectral equivalente. El punto por prestaciones se obtiene mediante la intersección del espectro de capacidad idealizado con el espectro de demanda reducido mediante un factor de reducción por ductilidad  $R_\mu$ , definido como:

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1)\frac{T}{T_c} + 1 & \text{Para } T \leq T_c \\ \mu & \text{Para } T > T_c \end{cases} \quad (4.18)$$

en esta ecuación  $T_c$  es el período esquina del espectro de proyecto a partir del cual la aceleración deja de ser constante,  $\mu$  es la ductilidad de desplazamiento calculada como la relación que hay entre el desplazamiento espectral para el cual la secante del espectro idealizado interseca al espectro elástico y el desplazamiento espectral de plastificación global, véase la Figura 4.45. Obsérvese que el espectro de demanda obtenido no presenta la forma típica con una zona de aceleraciones constantes debido a la dependencia de  $R_\mu$  respecto de  $T$ .

Finalmente, el desplazamiento del punto por prestaciones obtenido de acuerdo con el procedimiento anterior se transforma en desplazamiento de la curva de capacidad, mediante la aplicación de la expresión. Como se verá más adelante, este desplazamiento es el utilizado a la hora de calcular las probabilidades de excedencia mediante las curvas de fragilidad.

#### 4.8.1.1. Evaluación del punto por prestaciones

La determinación del punto por prestaciones permite evaluar directamente la respuesta de una estructura combinando tanto la capacidad como la demanda. Como ya se indicó anteriormente, una vez obtenido el punto por prestaciones del espectro de capacidad, es necesario transformarlo en el punto por prestaciones en la curva de capacidad, aplicando las Ecuaciones 4.13 y 4.15.

Graficando el punto en la curva de capacidad, es posible establecer criterios para decidir si el proyecto de la estructura es adecuado o si una estructura existente dispone de capacidad suficiente. Para ello es necesario trazar dos ejes, uno que represente un umbral de un Estado Límite específico, por ejemplo el Estado Límite de Daños Reparables, y otro que represente el valor del cortante elástico de proyecto. Estos ejes permiten definir los cuatro cuadrantes que se muestran en la Figura 4.46.

El eje horizontal indica si el valor del cortante alcanzado por la estructura satisface o no el valor del cortante elástico con el cual esta ha sido proyectada. En el caso de que el cortante de la estructura fuese menor, quiere decir que

la estructura ha sido insuficientemente proyectada desde el punto de vista de la resistencia. De esta forma, si el punto por prestaciones se ubicase por debajo de este eje, es decir, en los cuadrantes III o IV, la estructura que se proyecta debe ser redimensionada, incrementando su resistencia lateral. Si el punto por prestaciones se encuentra encima del cortante elástico de proyecto, en los cuadrantes I o II, la estructura dispone de una resistencia lateral satisfactoria.

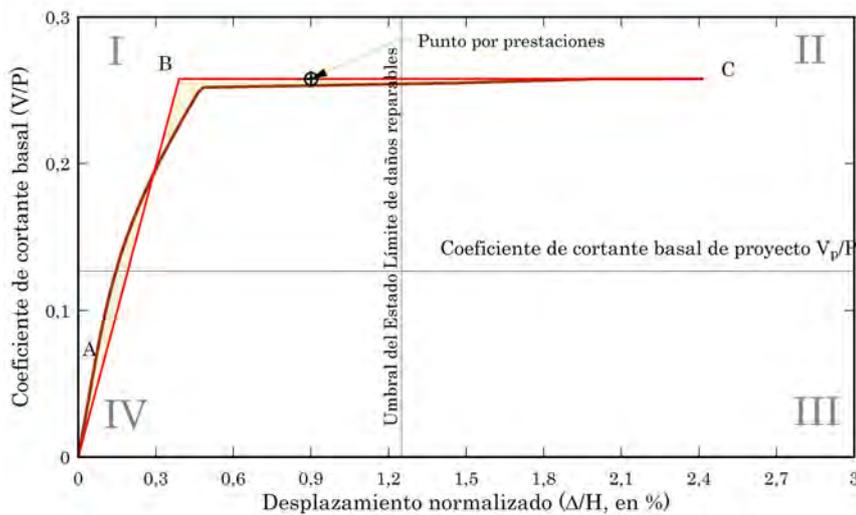


Figura 4.46: Evaluación de la respuesta sísmica mediante el punto por prestaciones

El eje vertical permite conocer si el proyecto sismorresistente satisface el Estado Límite de Daños Reparables, seleccionado como el Estado Límite asociado con un evento con período de retorno de 475 años. Así si el punto por prestaciones se encuentra a la izquierda del eje vertical, por tanto dentro de los cuadrantes I o IV la estructura satisface el Estado Límite para el cual ha sido proyectada. Si recae a la derecha del eje, significa que la estructura presenta desplazamientos laterales muy grandes por tanto requiere de un redimensionado, mediante el que se logre incrementar la rigidez lateral.

Finalmente, resultarán aceptables únicamente las estructuras cuyos puntos por prestaciones se ubiquen dentro de cuadrante I, ya que no requerirán ser redimensionadas. En el otro extremo se encuentran las estructuras que recaen dentro del cuadrante III. Estas estructuras deberán ser redimensionadas proporcionándoles resistencia y rigidez lateral adicionales. Las estructuras existentes que se ubiquen dentro del cuadrante II disponen de adecuada resistencia, pero insuficiente rigidez, por tanto la técnica de refuerzo a ser aplicada debería contemplar el encamisado para incrementar secciones y por ende las inercias o la adición de elementos de arriostamiento lateral. Las estructuras cuyo punto por prestaciones se encontrase en el cuadrante IV

deberían ser reforzadas incrementando las secciones de las columnas, controlando que satisfagan el precepto de viga débil-columna corta. Esto se logra mediante el encamisado con concreto reforzado, con láminas de acero o con láminas reforzadas con fibra de carbono (FRP por sus siglas en inglés).

Con respecto a los edificios estudiados, cabe indicar que al aplicar la metodología de evaluación todos los casos se encuentran dentro del cuadrante I, por lo que se puede calificar como exitoso el proceso de proyecto sismorresistente de esos edificios.

Es evidente que la metodología aquí propuesta es sencilla de aplicar siempre que se cuente con los resultados del análisis no lineal. Por esta razón se justifica la necesidad de realizar un análisis no lineal preciso, que represente las características de la estructura frente a fuerzas laterales.

#### 4.8.2. Curvas de fragilidad

Para la determinación de las curvas de fragilidad se utilizan los desplazamientos determinados para los estados de daño transformados en desplazamientos espectrales. Los valores aplicados son los valores medios y los coeficientes de variación obtenidos de aplicar la evolución de las derivas de planta contra la deriva global, expuesta anteriormente. Se utiliza seguidamente una función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que definen los estados de daño corresponde a la distribución lognormal (Pinto et al., 2006):

$$F(S_d) = \frac{1}{\beta_{ds} S_d \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}}\right)^2\right] \quad (4.19)$$

donde  $\bar{S}_{d,ds}$  es el valor medio del desplazamiento espectral en el cual el edificio alcanza el umbral del estado de daño  $ds$ ,  $\beta_{ds}$  es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño  $ds$ .

La probabilidad condicional  $P(S_d)$  de alcanzar o exceder un estado de daño en particular,  $ds$ , dado el desplazamiento espectral,  $S_d$ , (u otro parámetro de demanda sísmica) se define como la integral entre 0 y  $S_d$  de su función de densidad  $F(S_d)$ :

$$P(S_d) = \int_0^{S_d} F(S_d) d(S_d) \quad (4.20)$$

En la Figura 4.47 a la 4.50 se muestran las curvas de fragilidad calculadas para los pórticos externos de los edificios proyectados según el ACI para una amenaza de 0,3g. Nótese que las curvas de fragilidad se representan como función del desplazamiento espectral y que se señala el desplazamiento del punto por prestaciones. Nótese que el pórtico del edificio de 3 plantas presenta un desplazamiento del punto por prestaciones relativamente mayor que el punto por prestaciones de los edificios de mayor número de plantas.

Este resultado se corresponde con el nivel de daño que alcanzan los edificios bajos para una misma demanda, en comparación con la alcanzada por los edificios más altos, como ya se extrajo de los resultados anteriores, obtenidos mediante un análisis de tipo determinista.

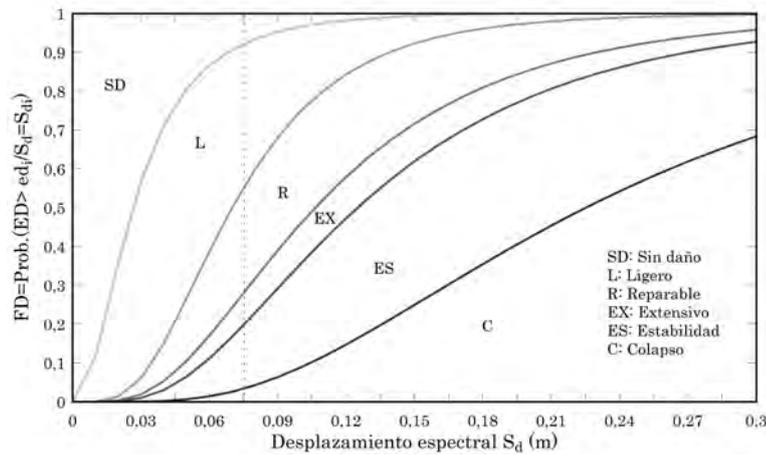


Figura 4.47: Curvas de fragilidad p3rtico externo del edificio de 3 plantas

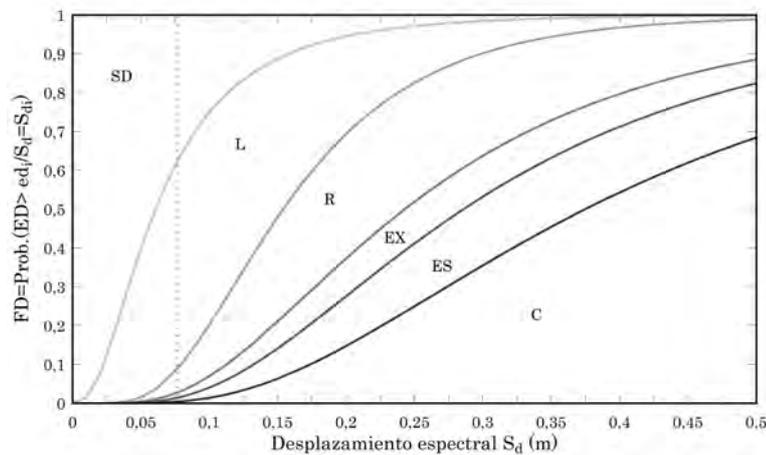


Figura 4.48: Curvas de fragilidad p3rtico externo del edificio de 6 plantas

En cuanto a las curvas de fragilidad de los edificios proyectados para 0,4g seg1n el ACI y seg1n el EC, las formas son similares a las mostradas para los diferentes n1meros de plantas y n1meros de vanos.

### 4.8.3. Matrices de probabilidad de da1o

Las matrices de probabilidad de da1o se calculan a partir de las curvas de fragilidad obtenidas para unos Estados L3mite definidos mediante alg1n

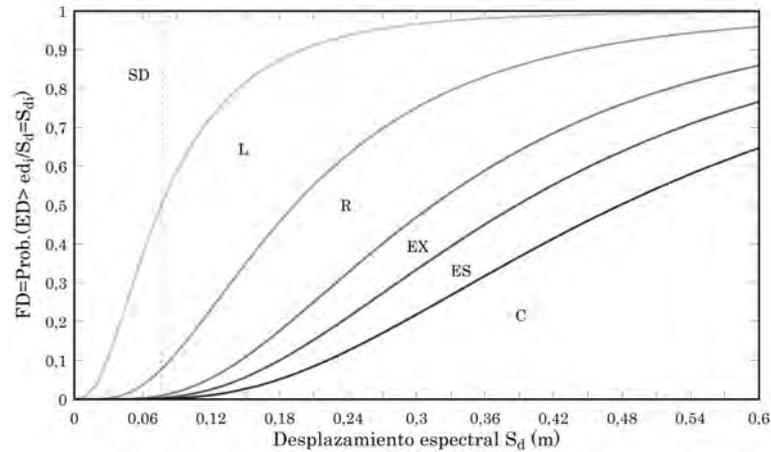


Figura 4.49: Curvas de fragilidad pòrtico externo del edificio de 9 plantas

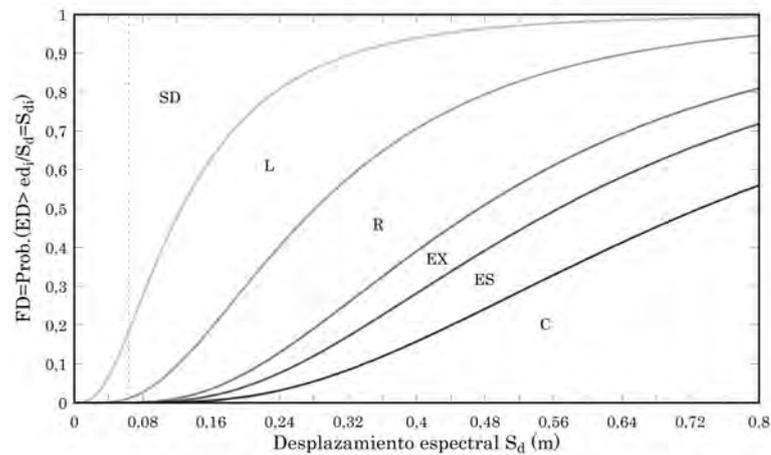


Figura 4.50: Curvas de fragilidad pòrtico externo del edificio de 12 plantas

*parámetro ingenieril*, que puede ser por ejemplo, la aceleración, la velocidad, la deriva global o la deriva de planta. Como ya se ha visto, es muy frecuente formular las curvas de fragilidad en función del desplazamiento espectral y así, determinar las matrices de probabilidad de daño para un desplazamiento dado, que frecuentemente es definido mediante el desplazamiento del *punto por prestaciones*. En la Figura 4.51 a la 4.54 se muestran las matrices de probabilidad de daño que se han calculado para los pòrticos externos de los edificios proyectados conforme al EC.

La interpretación de los valores mostrados en las matrices de probabilidad de daño es la siguiente: para una demanda específica, tipificada mediante el espectro de proyecto, existirán determinadas probabilidades de que se exceda el umbral que define un Estado Límite. Estos valores son especialmente

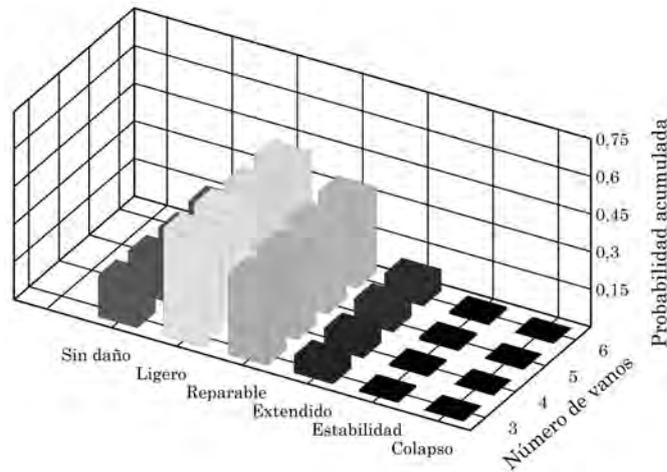


Figura 4.51: Matrices de probabilidad de daño pórticos externos del edificio de 3 plantas

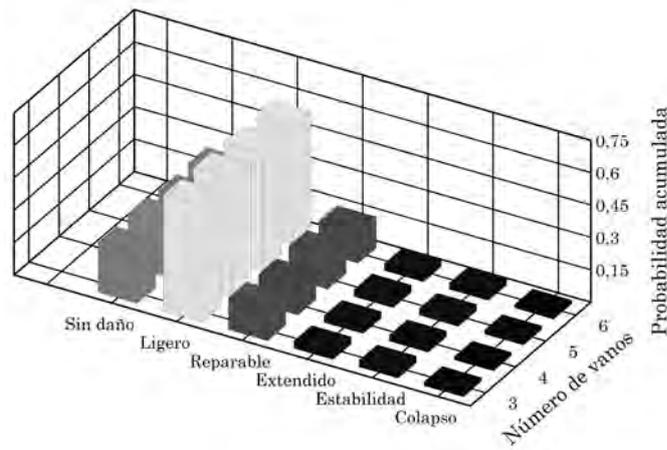


Figura 4.52: Matrices de probabilidad de daño pórticos externos del edificio de 6 plantas

útiles a la hora de caracterizar y/o cuantificar los daños que ocurrirían bajo determinados escenarios de amenaza sísmica en los edificios emplazados en una ciudad o región. La probabilidad de que para un evento determinado se alcance un Estado Límite se obtiene mediante la resta de las ordenadas definidas sobre las curvas mediante el desplazamiento del punto por prestaciones. Nótese que las formas de las curvas de fragilidad anticipan el tipo de comportamiento de la estructura. Si la forma es erguida y las curvas están muy próximas entre sí, el comportamiento será frágil, mientras que si las curvas se muestran más inclinadas y separadas entre sí, el comportamiento será dúctil.

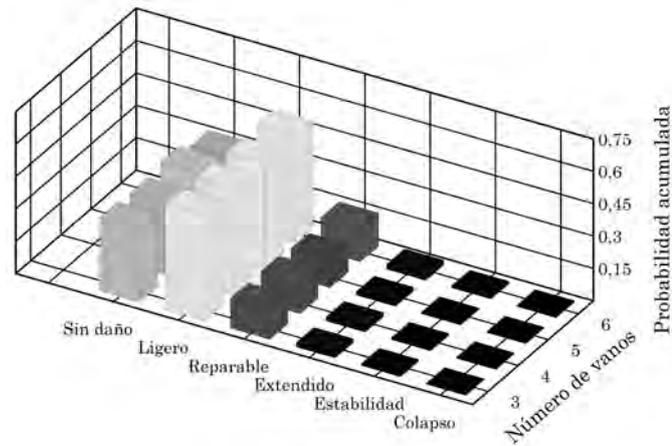


Figura 4.53: Matrices de probabilidad de daño pórticos externos del edificio de 9 plantas

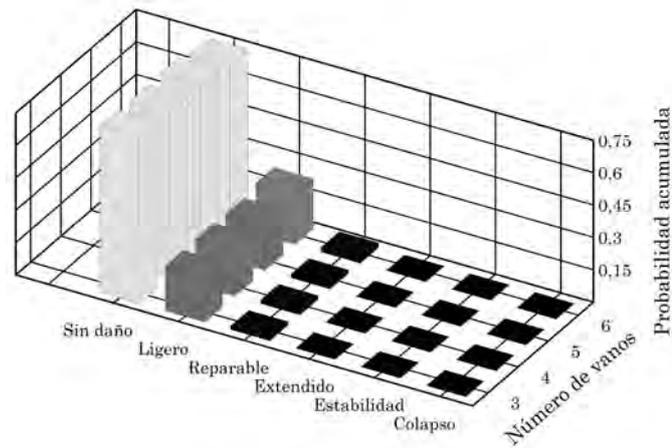


Figura 4.54: Matrices de probabilidad de daño pórticos externos del edificio de 12 plantas

Como era de esperar, el pórtico del edificio de 3 plantas muestra mayor probabilidad de daños avanzados en comparación con los edificios más altos. Este resultado confirma el valor del índice de daño, representativo de la degradación de la estructura cuando es sometida a la acción sísmica tipificada en la norma de proyecto sismorresistente y además confirma que es muy difícil alcanzar el precepto normativo y conceptual de viga débil y columna fuerte en estructuras de baja altura.

Los edificios proyectados para una amenaza de 0,4g y los proyectados según el EC también muestran valores similares, siendo los edificios de 3

plantas los que poseen mayores probabilidades de alcanzar estados de daños más avanzados. Cabe indicar que la mayor amenaza sísmica aplicada en el proyecto conduce a unos resultados ligeramente mejores en cuanto a la probabilidad de alcanzar estados de daño menos severos.

## 4.9. Conclusiones de la evaluación de la respuesta sísmica

En este trabajo se muestran los detalles de la modelización y análisis de los edificios de hormigón armado utilizando técnicas de elementos finitos bajo, el enfoque de elementos de con inelasticidad distribuida.

Se verifica la especial importancia que tienen la determinación precisa del período fundamental de la estructura y su influencia sobre la reserva de resistencia. Se formula una expresión que permite estimar el período partiendo de los valores obtenidos del análisis dinámico no lineal.

El procedimiento de determinación de umbrales de daño a partir de los valores de las derivas de plantas permite cuantificar adecuadamente el daño en las plantas de los pórticos. El umbral de colapso se puede verificar mediante la aplicación simultánea de la evolución de las derivas de planta respecto de los desplazamientos normalizados del nivel de cubierta con el análisis incremental dinámico (AID).

Los valores de la ductilidad de desplazamiento y de la reserva de resistencia calculados mediante el análisis con empuje incremental satisfacen las expectativas del proyectista, aun siendo estos menores que los valores comúnmente adoptados en las normas de proyecto sismorresistente, por lo que es necesario recordar que los factores de reducción aplicados en la mayoría de las normas sismorresistentes no dependen exclusivamente de la ductilidad global.

También se han calculado los valores del factor de comportamiento, a partir del análisis dinámico no lineal, que en todo caso fueron mayores que los factores de comportamiento adoptados en el proyecto sismorresistente. Estos últimos muestran depender de la aceleración básica de proyecto, ya que los resultados muestran factores mayores a medida que la aceleración básica se incrementa.

Los resultados de los análisis de la respuesta sísmica no lineal tanto pseudo estática como dinámica, muestran que en líneas generales el proyecto sismorresistente es seguro y que los edificios al ser sometidos a acciones fuertes, similares a las prescritas en las normas, alcanzan niveles de daño aceptables.

También se puede concluir que el procedimiento de dimensionado sísmico es una herramienta eficaz para el proyecto sismorresistente de edificios porticados de hormigón armado. Los resultados de la respuesta dinámica no lineal muestran unos valores de derivas de plantas satisfactorios, sobre todo

cuando se comparan con los valores correspondientes a los Estados Límite más exigentes (terremotos con períodos de retorno mayores).

Se expone un procedimiento de evaluación de las prestaciones sísmicas con base en la aplicación de cuadrantes sobre la respuesta no lineal con empuje incremental. El procedimiento es sencillo de aplicar y proporciona resultados favorables para todos los edificios proyectados conforme al procedimiento con control de derivas de plantas.

El índice de daño objetivo permite calcular de forma sencilla y rápida el nivel de daño que alcanzaría una estructura sometida a una amenaza específica, bien sea por la vía de desplazamientos obtenidos mediante procedimientos pseudo-estáticos como dinámicos. Los valores de los índices de daño calculados para los edificios objeto de estudio se corresponden con las probabilidades de excedencia calculadas usando las curvas de fragilidad.

Los edificios de menor altura (3 plantas) muestran mayores índices de daño en comparación con los edificios de mayores alturas. Esto se corresponde con los resultados obtenidos mediante las curvas de fragilidad. Ambos resultados ponen de manifiesto la tendencia de esta clase de edificios a presentar un mecanismo de fallo vinculado con el mecanismo de planta baja débil.

# Bibliografía

- ACI318-05. *Building Code Requirements for structural concrete*. Farmington Hills, United States of America, 2005.
- ASCE7. *Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineering, New York, United States of America, 2005.
- ATC19. *Structural response modification factors*. Applied Technology Council. Redwood City, United States of America, 1995.
- BARBAT, A. H., OLLER, S., MATA, P., BOROSCHEK, R. y VIELMA, J. C. Computational model for buildings with energy dissipators subjected to seismic action. *Intersections-Intersectii, Iasi, Romania*, vol. 5(4), páginas 3–18, 2008a.
- BARBAT, A. H., OLLER, S., MATA, P. y VIELMA, J. C. *Computational simulation of the seismic response of buildings with energy dissipating devices*. Taylor and Francis, London, England, 2008b.
- BARBAT, A. H., VIELMA, J. C. y OLLER, S. *Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*. ARCER, Madrid, 2007.
- CAR, E., OLLER, S. y OÑATE, E. An anisotropic elasto plastic constitutive model for large strain analysis of fiber reinforced composite materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, United States of America*, vol. 185(2), páginas 245–277, 2000.
- CAR, E., OLLER, S. y OÑATE, E. A large strain plasticity for anisotropic materials: Composite material application. *International Journal of Plasticity, United States of America*, vol. 17(11), páginas 1437–1463, 2001.
- CATBAS, N. y AKTAN, E. Condition and damage assessment: issues and some promising indices. *Journal of Structural Engineering, ASCE, Reston, United States of America*, vol. 128(8), páginas 1026–1036, 2002.

- CEN. *Eurocode 2: Design of concrete structures BS EN 1992*. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2001.
- CEN. *Eurocode 8: Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance EN 2004-1-1*. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2003.
- CHOPRA, A. y GOEL, R. K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for building. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley and Sons, Chichester, United Kingdom, vol. 31(11), páginas 561–582, 2002.
- DISARNO, L. y ELNASHAI, A. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. John Wiley and Sons. Chichester. United Kingdom, 2008.
- DYMIOTIS, C., KAPPOS, A. y CHRISANTHOPOULOS, M. Seismic reliability of rc frames with uncertain drift and member capacity. *Journal of Earthquake engineering*, Imperial College Press, London, United Kingdom, vol. 125(9), páginas 1038–1049, 1999.
- ELLINGWOOD, B. R. Structural reliability and performance-based engineering. *Structures and Buildings*, Thomas Telford, London, England, vol. 161(4), páginas 199–207, 2008.
- FAJFAR, P. Nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra*, EERI, United States of America, vol. 16(3), páginas 573–591, 2000.
- FARDIS, M. *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*. Springer Verlag, Heidelberg, Alemania, 2009.
- FEMA356. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, United States of America, 2000.
- FRAGIADAKIS, M. y PAPADRAKAKIS, M. Performance-based design of reinforced concrete structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley and Sons, Chichester, United Kingdom, vol. 37(1), páginas 825–844, 2008.
- GUPTA, V., NIELSEN, S. R. K. y KIRKEGAARD, P. S. A preliminary prediction of seismic damage-based degradation in rc structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley and Sons, Chichester, United Kingdom, vol. 30(1), páginas 981–993, 2001.
- HORI, N. y INOUE, N. Damaging properties of ground motions and prediction of maximum response of structures based on momentary energy

- response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, John Wiley and Sons, Chichester, United Kingdom*, vol. 31(1), páginas 1657–1679, 2002.
- HUMAR, J. L. y RAHGOZAR, M. A. Concept of overstrength in seismic design. En *Proceedings 14th WCEE. IAEE. Acapulco, México*. 1996.
- HWANG, H. y SHINOZUKA, M. Effect of large earthquakes on the design of buildings in eastern united states. En *Proceedings of the 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Institute. Oakland, United States of America*. 1994.
- IBC. *Uniform Building Code, UBC-97*. International Building Conference of Building Officials, Whittier, United States, 1997.
- IBC-2006. *International Building Code 2006*. Country Club Hills, United States of America, 2006.
- JMC. *Building Standard Law Enforcement Order*. Ministry of Construction, Tokyo, Japan, 2004.
- KAPPOS, A. y STEFANIDOU, S. A deformation-based seismic design method for 3d r/c irregular buildings using inelastic dynamic analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering, Springer, Netherlands*, vol. 8(4), páginas 875–895, 2009.
- KRAWINKLER, H., ZAREIAN, F., R, M. y L, I. Decision support for conceptual performance-based design. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, John Wiley and Sons, Chichester, United Kingdom*, vol. 35(1), páginas 115–133, 2006.
- KUNNATH, S. *Performance-based seismic design and evaluation of buildings structures. Earthquake engineering for structural design*, capítulo Earthquake engineering for structural design. CRC Press, Boca Raton, United States of America, 2005.
- MANDER, J., PRIESTLEY, M. J. N. y PARK, R. Observed stress-strain behaviour of confined concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE, Reston, United States of America*, vol. 114(1), páginas 1827–1849, 1998.
- MATA, P., OLLER, S. y BARBAT, A. H. Dynamic analysis of beam structures under nonlinear geometric and constitutive behaviour. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Elsevier, New York, United States of America*, vol. 197(1), páginas 857–878, 2007a.
- MATA, P., OLLER, S. y BARBAT, A. H. Static analysis of beam structures under nonlinear geometric and constitutive behaviour. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Elsevier, New York, United States of America*, vol. 196(1), páginas 4458–4478, 2007b.

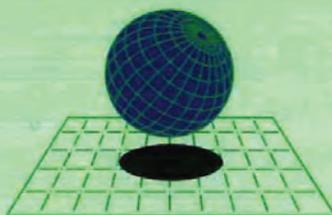
- MWAFI, A. M. y ELNASHAI, A. Calibration of force reduction factors of rc buildings. *Journal of Earthquake engineering, Imperial College Press, London, United Kingdom*, vol. 6(2), páginas 239–273, 2002a.
- MWAFI, A. M. y ELNASHAI, A. Overstrength and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings. *Structural Design of Tall Buildings, John Wiley and Sons, Chichester, United Kingdom*, vol. 11(2), páginas 329–351, 2002b.
- NEWMARK, N. M. A method of computations for structural dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Reston, United States of America*, vol. 85(12), páginas 67–94, 1959.
- OLIVER, J., CERVERA, M., OLLER, S. y LUBLINER, J. Isotropic damage models and smeared cracks analysis of concrete. *Computer aided analysis and design of concrete structures, United States of America*, vol. 2(1), páginas 945–958, 1990.
- OLLER, S. *Modelización numérica de materiales friccionales*. CIMNE, Barcelona, 1991.
- OLLER, S., BARBAT, A. H. y VIELMA, J. C. *Cálculo y diseño sísmorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02*. CIMNE, Barcelona, 2005.
- OSTERAAS, J. D. y KRAWINKLER, H. *Strength and ductility considerations on seismic design*. The John Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, United States of America, 1990.
- PANAGIOTAKOS, T. y FARDIS, M. Seismic performance of rc frames designed to eurocode 8 or the greek codes 2000. *Bulletin of Earthquake Engineering, Springer, Netherlands*, vol. 2(1), páginas 221–259, 2004.
- PARK, R. State-of-the-art report: ductility evaluation from laboratory and analytical testing. En *Proceedings 9th WCEE. IAEE. Tokyo, Japan*. 1988.
- PARK, Y. J. y ANG, A. H. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Engineering Structures, Elsevier, New York, United States of America*, vol. 111(4), páginas 722–739, 1985.
- PINTO, P., GIANNINI, R. y FRANCHIN, P. *Seismic reliability analysis of structures*. IUSS Press, Pavia Italia, 2006.
- PLCD. *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*. CIMNE, Barcelona, España, 2010.
- PRIESTLEY, M. J. N., CALVI, G. M. y KOWALSKI, M. *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press, Pavia Italia, 2007.

- SEAOC. *Vision 2000 Report on Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Structural Engineering Association of California, Sacramento, United States of America, 1995.
- SIMO, J. C. A finite strain beam formulation. the three-dimensional dynamic problem part i. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineer*, Elsevier, New York, United States of America, vol. 49(1), páginas 55–70, 1985.
- SKJÆRBÆK, P. S., NIELSEN, S. R. K., KIRKEGAARD, P. S. y ÇAKMAK, A. S. Damage localization and quantification earthquake excited re-frames. *Journal of Structural Engineering, ASCE, Reston, United States of America*, vol. 27(1), páginas 903–916, 1998.
- TAKEDA, T., SOZEN, M. A. y NIELSEN, N. N. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division, ASCE, Reston, United States of America*, vol. 96(12), páginas 2557–2573, 1970.
- UANG, C. M. y MAAROUF, A. Safety and economy considerations of ubc seismic force reduction factors. En *Proceedings of the 1993 National Earthquake Conference. Central United States Earthquake Consortium. Memphis, United States of America*. 1993.
- VAMVATSIKOS, D. y CORNELL, A. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, John Wiley and Sons, Chichester, United Kingdom*, vol. 31(3), páginas 491–514, 2002.
- VIELMA, J. C. *Caracterización de la respuesta sísmica de edificios de hormigón armado mediante la respuesta no lineal*. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España, 2008.
- VIELMA, J. C. *PACED: Programa para generación de acelerogramas compatibles con espectros*. Universidad Centrocidental Lisandro Alvarado, 2009.
- VIELMA, J. C., BARBAT, A. H. y OLLER, S. Comparación entre los factores de reducción de respuesta de la norma ncse-02 y del eurocódigo 8. *Hormigón y acero, Madrid, España*. *Hormigón y acero, Madrid, España*, vol. 59(246), páginas 79–95, 2007a.
- VIELMA, J. C., BARBAT, A. H. y OLLER, S. Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado con ductilidad limitada. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura, Mayagüez, Puerto Rico*, vol. 2(3), páginas 273–286, 2007b.
- VIELMA, J. C., BARBAT, A. H. y OLLER, S. Procedimiento de evaluación de edificios de concreto armado mediante un índice de daño sísmico objetivo.

- Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, Passo Fundo, Brasil*, vol. 4(3), páginas 7–32, 2007c.
- VIELMA, J. C., BARBAT, A. H. y OLLER, S. Un índice de daño objetivo para la evaluación de los edificios de hormigón armado. *Hormigón y acero, Madrid, España*, vol. 59(248), páginas 53–64, 2007d.
- VIELMA, J. C., BARBAT, A. H. y OLLER, S. Determinación de umbrales de daño sísmico en edificios porticados de hormigón armado proyectados conforme al ec-2 y ec-8. *Hormigón y acero, Madrid, España*, vol. 60(251), páginas 77–87, 2008a.
- VIELMA, J. C., BARBAT, A. H. y OLLER, S. Seismic performance of buildings with waffled-slab floors. *Structures and Buildings, Thomas Telford, London, England*, vol. 162(3), páginas 169–182, 2008b.
- VIELMA, J. C., BARBAT, A. H. y OLLER, S. Umbrales de daño para estados límite de edificios porticados de concreto armado diseñados conforme al ACI-318/IBC-2006. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Mayagüez, Puerto Rico*, vol. 8(119), páginas 21–32, 2008c.
- VIELMA, J. C., BARBAT, A. H. y OLLER, S. Evaluation of the seismic safety of rc framed buildings designed according to ec-8 and ec-2. *Intersections-Intersectii, Iasi, Romania*, vol. 6(4), páginas 3–27, 2009a.
- VIELMA, J. C., BARBAT, A. H. y OLLER, S. Reserva de resistencia de edificios porticados de concreto armado diseñados conforme al aci-318/ibc-2006. *Revista de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica*, vol. 8(1), páginas 121–131, 2009b.
- VIELMA, J. C., BARBAT, A. H. y OLLER, S. *Non-linear structural analysis. Application for evaluating the seismic safety*, capítulo Structural Analysis. Nova Science Publishers, New York, 2010a.
- VIELMA, J. C., BARBAT, A. H. y OLLER, S. Seismic safety of limited ductility buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering, Springer, Netherlands*, vol. 8(8), páginas 135–155, 2010b.
- VIELMA, J. C., BARBAT, A. H. y OLLER, S. *Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes*, capítulo Computational methods in Earthquake Engineering. Springer Verlag, Heidelberg, Alemania, 2011.
- VIELMA, J. C., LOBO, W. y RIVERO, P. Influencia de la distancia epicentral sobre los factores de reducción por ductilidad. *Revista de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica*, vol. 16(1), páginas 59–79, 2006.

---

XUE, Q., WU, C. W., CHEN, C. C. y CHEN, K. C. The draft code for performance-based seismic design of buildings in taiwan. *Engineering Structures, Elsevier, New York, United States of America*, vol. 30(2), páginas 1535–1547, 2007.



**CIMNE**<sup>®</sup>

CENTRO  
INTERNACIONAL  
DE  
MÉTODOS NUMÉRICOS  
EN INGENIERÍA

Edificio C-1 Campus Norte - UPC, Gran Capitán, s/n.  
08034 Barcelona - Spain - Phone 34-93 205 70 16 - Fax 34-93 401 65 17