

Evaluación probabilista de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación

F. Yépez Moya
A.H. Barbat
J.A. Canas

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

**Evaluación probabilista de la
vulnerabilidad y riesgo
sísmico de estructuras de
hormigón armado por medio
de simulación**

F. Yépez Moya
A.H. Barbat
J.A. Canas

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

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA
Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

**EVALUACIÓN PROBABILISTA DE LA VULNERABILIDAD Y RIESGO SÍSMICO
DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO POR MEDIO DE SIMULACIÓN**
Monografía CIMNE IS-20
© El Autor

ISBN: 84-87867-81-2
Depósito Legal: B-31011-96

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Aspectos generales	1
1.2. Objetivos y contenido de la monografía	2
Referencias	2

2. MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

2.1. Introducción	5
2.2. Formulario de segundo nivel: Levantamiento del índice de vulnerabilidad	5
2.3. Evaluación del índice de vulnerabilidad	16
2.4. Comentarios sobre el método	18
Referencias	19

3. SIMULACIÓN DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

3.1. Introducción	21
3.2. Discretización y modelación de las estructuras	22
3.2.1. Niveles de discretización	22
3.2.2. Modelos no-lineales de componentes estructurales	25
3.2.3. Modelo de inelasticidad extendida de Part <i>et al.</i>	27
3.2.4. Matriz de rigidez de elementos viga, utilizando el modelo de inelasticidad extendida de Park <i>et al.</i>	30
3.2.5. Matriz de rigidez de elementos columna, utilizando el modelo de inelasticidad extendida de Park <i>et al.</i>	31
3.2.6. Acoplamiento de las deformaciones por flexión y cortante	33
3.2.7. Efectos de la flexibilidad de las losas en su plano	34
3.3. Cálculo dinámico no-lineal utilizado	35
3.3.1. Método de solución de las ecuaciones dinámicas	35
3.3.2. Método de análisis del efecto $P - \delta$	37
3.4. Subrutina de análisis no-lineal utilizada	39
3.5. Criterios de modelación del comportamiento no dúctil de edificios aporticados con vigas	40
3.5.1. Modelación de la discontinuidad del refuerzo positivo de vigas	40
3.5.2. Modelación de la capacidad a cortante de un nudo sin detallamiento sismo-resistente	43
3.6. Criterios de modelación del comportamiento no dúctil de edificios con losas planas	50
3.6.1. Modelación de la capacidad a cortante de una conexión interior losa-columna	51

3.6.2. Modelación de la capacidad a cortante de una conexión exterior losa-columna	55
3.7. Criterios adicionales de colapso y de evaluación económica del daño	56
3.7.1. Criterios de colapso local e índice de daño económico	56
3.7.2. Criterios de colapso global e índice de daño económico	57
3.8. Programa <i>DEORC</i> para la evaluación del índice de daño económico de edificios de hormigón armado	58
3.9. Simulación sísmica de edificios y evaluación de su índice de vulnerabilidad	60
3.9.1. Variables probabilistas y deterministas a considerar dentro del proceso de simulación	61
3.9.2. Evaluación del índice de vulnerabilidad	65
3.9.3. Programa <i>GENEDIF</i> para construcción y generación de las estructuras aleatorias	66
3.9.4. Método de muestreo optimizado	67
3.9.5. Definición de la acción sísmica	68
3.9.6. Simulación de acelerogramas artificiales	70
3.10. Resultados obtenidos de la simulación	75
3.10.1. Edificios aporricados con vigas	75
3.10.2. Edificios aporricados con losas planas	81
3.10.3. Estudio probabilista	85
3.11. Análisis de los resultados finales de la simulación	90
Referencias	92

4. EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

4.1. Introducción	101
4.2. Simulación de escenarios de daño sísmico	101
4.2.1. El "Eixample" de Barcelona	102
4.2.2. Proceso seguido para la evaluación de la zona	103
4.2.3. Escenarios de daño y resultados obtenidos	105
4.3. Evaluación probabilista del riesgo sísmico	123
Referencias	130

APÉNDICE

1. Cálculo de las amplitudes del proceso	133
2. Determinación de la función de densidad espectral de potencia	134
3. Mejoras de los acelerogramas sintéticos	136
Referencias	136

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ASPECTOS GENERALES

La mayoría de las pérdidas, tanto de vidas como económicas, ocasionadas por los terremotos a lo largo de la historia, han sido causadas por un comportamiento sísmico deficiente de ciertas estructuras. Dicho comportamiento puede dar lugar a colapsos parciales e incluso totales de las mismas, así como a la aparición de otros peligros colaterales, tales como incendios o explosiones, que en ocasiones incrementan de manera alarmante las pérdidas^(1,2). Sin embargo, a pesar de que las normativas existentes de construcción antisísmica mejoran día a día, enriquecidas con la información obtenida a partir de nuevas investigaciones y experiencias, todavía continúan ocurriendo catastróficas pérdidas en muchos países del mundo, incluso en aquellos en los que los estudios en el campo de la Ingeniería Sísmica constituyen una de sus actividades prioritarias^(3,4).

Es evidente que los nuevos logros que se alcanzan en el campo del diseño de estructuras pueden aplicarse únicamente a las nuevas construcciones, cuyo número es un ínfimo porcentaje del número total de estructuras existentes. Considerando además, que la ocurrencia de los fenómenos sísmicos está aún fuera del control de la ciencia, la conclusión inmediata es la necesidad de mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras existentes, para así mitigar las pérdidas que producen los terremotos. De esta necesidad nacen los estudios de Vulnerabilidad Sísmica de estructuras, los cuales merecen una atención prioritaria hoy en día, con miras a cualquier plan de mitigación de futuros desastres por sismos⁽⁵⁾.

El objetivo de los estudios de vulnerabilidad es intentar predecir el daño esperado en una estructura, en un grupo de estructuras o en toda una zona urbana, si llegara a ocurrir un sismo de determinadas características⁽⁵⁾. Una vez conocido el daño esperado, se pueden buscar soluciones para reducirlo, a fin de disminuir las pérdidas que producirían futuros terremotos. Tales soluciones repercutirán en el coste económico de las estructuras, el cual puede contrastarse con los costes de las pérdidas esperadas, para así decidir si se justifica realizar inversiones de mejora y reforzamiento de dichas estructuras. Por todo ello, los estudios de vulnerabilidad sísmica constituyen una componente fundamental de los estudios de Riesgo Sísmico^(6,7).

El presente trabajo está encaminado a realizar estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras de edificación. La necesidad de establecer una metodología fiable y eficiente se enfatiza aún más debido a los escasos trabajos

realizados en este campo, lo cual hace que los estudios sobre vulnerabilidad y riesgo sísmico ocupen uno de los primeros lugares de atención de los investigadores en todo el mundo⁽⁶⁻⁹⁾.

1.2 OBJETIVOS Y CONTENIDO DE LA MONOGRAFÍA

La amplia utilización que ha tenido el hormigón armado como material de construcción de edificios en las últimas décadas, implica la necesidad de profundizar sobre su comportamiento sísmico y sobre su grado de vulnerabilidad. En la referencia (10) se ha presentado una descripción de los modelos de comportamiento no-lineal de estructuras de hormigón armado, la cual permite enfrentar la evaluación de su vulnerabilidad. Por esta razón, la presente monografía se dedica a aplicar una metodología que evalúa la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de dichos edificios, solucionando todos los problemas que se presenten en su determinación. De las soluciones que se encuentren dependerá la posibilidad de disponer de una herramienta que permita evitar que futuros terremotos se conviertan en catástrofes impredecibles y reducir el riesgo sísmico en las estructuras.

Uno de los aspectos centrales de la investigación está relacionado con la utilización de la simulación por ordenador del comportamiento sísmico de las estructuras, y de su estudio probabilista, aprovechando tanto los modelos teóricos actuales basados en principios conocidos de la Ingeniería Estructural, como las facilidades que brindan los potentes ordenadores de hoy. Para ello, se utiliza la metodología propuesta por los mismos autores del presente trabajo, la cual puede encontrarse en la referencia (11). Como un ejemplo que muestre su potencialidad, se aplicará dicha metodología a la realidad de las construcciones de Barcelona, específicamente a las de una de sus zonas centrales.

En el capítulo 2 del presente trabajo se describe el método del índice de vulnerabilidad aplicable a estructuras de hormigón armado, método que se utilizará para la evaluación a gran escala de la calidad sísmica de las estructuras. El capítulo 3 presenta la aplicación de la metodología al estudio de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de la región de estudio, obteniéndose como resultado funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño. El capítulo 4 comprende el estudio probabilista global del riesgo sísmico en la zona estudiada de Barcelona. Se estiman las tasas anuales de pérdidas probables en la zona debidas a sismos y se analizan los posibles costes de seguros contra terremotos. Se desarrollan también algunos escenarios de daño sísmico probables, obtenidos con la ayuda de un sistema de información geográfica. Finalmente, se analizan los resultados y las medidas para mitigar el riesgo de la zona.

REFERENCIAS

1. V. Bertero, *Lessons Learned from Recent Catastrophic Earthquakes and Associated Research*, Primera Conferencia Internacional Torroja, Madrid, 1992.
2. C. D. Comartin, M. Greene y S. K. Tubbesing, "The Hyogo-Ken Nanbu Earthquake, January 17, 1995", *Earthquake Engineering Research Institute*, Preliminary Reconnaissance Report, EERC, Oakland, 1995.
3. L. Van Essche, "Planning and management for earthquake disaster mitigation in

- urban areas”, *Proceedings of the UNDRO/USSR/UNESCO/UNDP Training Seminar on Earthquake Prediction and the Mitigation of Earthquake Losses*, Dushambe, 1, 98-109, 1986.
4. G. Berz y A. Smolka, “Urban earthquake loss potential: economic and insurance aspects”, *Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, 2, 1127-1134, 1994.
 5. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, Monografía de Ingeniería Sísmica **IS-12**, Centro Internacional de Métodos Numéricos CIMNE, Barcelona, 1994.
 6. M. Dolce, A. Kappos, G. Zuccaro y A. W. Coburn, “Report of the EAEE Working Group 3: Vulnerability and risk analysis”, *Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, 4, 3049-3077, 1994.
 7. A. J. Martín, “Probabilistic seismic hazard analysis and damage assessment in Andalucía, Spain”, *Tectonophysics*, **167**, 235-244, 1989.
 8. G. Bonacina, M. Indirli y P. Negro, “The January 17, 1994 Northridge Earthquake”, *Safety Technology Institute-European Laboratory for Structural Assessment*, Special Publication **I.94.14**, Italy, 1994.
 9. D. Benedetti, G. Benzoni y M. Parisi, “Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16**, 183-201, 1988.
 10. F. Yépez, *Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no-lineal de estructuras de hormigón armado*, Monografía de Ingeniería Sísmica **IS-19**, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1996.
 11. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*, Monografía de Ingeniería Sísmica **IS-14**, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1995.

CAPÍTULO 2

MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

2.1 INTRODUCCIÓN

El método del índice de vulnerabilidad es uno de los más completos y eficaces para la evaluación sísmica de edificios a gran escala, clasificándose entre las técnicas indirectas y subjetivas de evaluación de la vulnerabilidad de estructuras⁽¹⁾. De similar manera que en el caso de edificios de mampostería no reforzada, en la referencia (2) se ha publicado un formulario de levantamiento (de primer y segundo nivel), acompañado de las instrucciones para la determinación, tanto del índice de vulnerabilidad como del índice de daño. En el presente trabajo se utiliza únicamente el formulario de segundo nivel, el cual se describe a continuación.

2.2 FORMULARIO DE SEGUNDO NIVEL: LEVANTAMIENTO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

El formulario de segundo nivel describe once parámetros que se consideran los de mayor influencia en el daño que sufriría un edificio de hormigón armado; cada parámetro es analizado detenidamente y calificado en una escala que va desde *A* –óptimo– hasta *C* –deficiente–, mediante las instrucciones que se presentan en los siguientes subapartados.

a) Tipo y organización del sistema resistente

Este parámetro analiza las características del esquema resistente estructural del edificio, definiéndolo como aquel sistema que absorbe más del 70% de la acción sísmica. La calificación del parámetro se realiza mediante las siguientes instrucciones (figura 2.1):

- A. Edificio cuyo sistema resistente principal está constituido por muros de hormigón armado o por una combinación entre pórticos de hormigón armado y muros de mampostería, que cumplen con los siguientes requisitos:
 1. Los muros de mampostería están formados por elementos consistentes, como ladrillos macizos o semi-macizos, bloques prefabricados o bloques

Con este parámetro se evalúa la calidad del sistema resistente en cuanto a configuración, tomando en consideración la aportación que tendrían los muros de mampostería a dicho sistema, siempre y cuando dichos muros no presenten demasiadas aberturas, ya que éstas disminuyen su rigidez y crea concentraciones de esfuerzos en sus esquinas^(3,4). También es necesario que los paneles de mampostería no presenten valores de relación de esbeltez demasiado altos, debido a los problemas de inestabilidad fuera del plano que pueden originarse^(5,6), así como también que su posición geométrica facilite una interacción pórtico-muro efectiva, procurando que el eje de simetría del muro coincida con los ejes de las vigas y columnas.

b) Calidad del sistema resistente

Este parámetro evalúa la calidad del sistema resistente en cuanto a materiales, características de la mano de obra y calidad en la ejecución. Para ello, se estudian diversos detalles constructivos que pueden afectar la respuesta sísmica de la estructura. Las calificaciones se realizan mediante el siguiente cuestionario.

A. Edificio que presenta las características siguientes:

1. El hormigón presenta buena consistencia, resistencia al rayado y se observa bien ejecutado. No existen zonas con irregularidades y porosidades excesivas.
2. El refuerzo de acero es corrugado y no puede ser observado en la superficie de los elementos estructurales.
3. Los paneles de mampostería presentan elementos consistentes en buen estado, unidos con mortero resistente que no presenta degradación y se observa resistente al rayado.
4. La información disponible acerca de la estructura disminuye o elimina la posibilidad de que se haya utilizado una mano de obra de mala calidad o un procedimiento constructivo deficiente.

B. Edificio cuyas características no se clasifican como A o como C

C. Edificio que presenta al menos dos de las siguientes características:

1. El hormigón es de mala calidad.
2. El refuerzo de acero se encuentra visible, oxidado o mal distribuido en los elementos estructurales.
3. Las juntas de construcción se han construido de manera deficiente.
4. Los paneles de mampostería son de mala calidad.
5. La calidad del procedimiento constructivo y de ejecución de la estructura es baja.

Como puede observarse, además de la observación directa de la calidad del sistema resistente, se recopila la información existente del edificio en cuanto a la época de construcción, condición actual, modalidad constructiva utilizada, etc. Tanto la calidad de los materiales como la calidad del procedimiento y detalles constructivos pueden variar de acuerdo a la zona y a la época de construcción.

c) Resistencia convencional

Al igual que en el caso de edificios de mampostería no reforzada, el parámetro de resistencia convencional requiere de cálculos estructurales simplificados, en base a una relación entre el cortante actuante en la base y el cortante resistente por la estructura. El cortante actuante se define a partir de un espectro elástico de respuesta, mientras que el cortante resistente está basado en la capacidad a cortante del sistema resistente estructural. De esta forma, la fuerza sísmica de referencia F en el piso n puede calcularse mediante la expresión

$$F = 0.4 R W_i h_i \frac{\sum_{i=1}^n W_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (2.1)$$

donde W_i y h_i son el peso y la altura del piso i , respectivamente. R es la ordenada espectral definida mediante

$$R = R_o \quad \text{si } 0 \leq T \leq T_o ; \quad (2.2)$$

$$R = \frac{R_o}{(T/T_o)^r} \quad \text{si } 0 > T_o \quad (2.3)$$

y R_o , T_o y r dependen del tipo de terreno (S_1 o S_2) sobre el cual está cimentado la estructura, con los valores presentados en la tabla 2.1⁽²⁾. El terreno tipo S_1 se refiere a rocas calcáreas, eventualmente presentando una capa superior alterada de un espesor máximo de 5m, o a otro tipo de terreno caracterizado por una velocidad de propagación de las ondas de corte V_s con valores superiores a los 700 m/s en toda la profundidad de interés para la cimentación de la estructura. El terreno tipo S_2 se refiere a depósitos aluviales profundos de densidad media o baja, caracterizados por valores de V_s inferiores a 250 m/s en estratos poco profundos (5-30m), e inferiores a 350 m/s en estratos más profundos (mayores a 50m). Se incluye en éste último tipo a los suelos arcillosos con depósitos de espesores entre 30 y 90m y valores de V_s inferiores a 500 m/s.

Tabla 2.1 Valores de parámetros que definen la ordenada espectral en función del tipo de suelo.

Tipo de suelo	T_o	r	R_o
Terreno firme o roca	0.35	2/3	2.5
Terreno medio	0.80	2/3	2.2

La evaluación del procedimiento requiere del cálculo de un coeficiente α , que representa la relación entre la fuerza resistente y la fuerza de diseño mediante las relaciones

$$\alpha = \frac{C}{0.4 R} \quad (2.4)$$

$$C = \frac{A_o \tau}{q N} \quad (2.5)$$

$$q = \frac{A_x + A_y}{A_t} h P_m + P_s \quad (2.6)$$

$$A_o = \frac{\min(A_x, A_y)}{A_t} \quad (2.7)$$

donde N es el número de pisos, A_t es el área total en planta (m^2); A_x, A_y son las áreas totales de las secciones resistentes (de hormigón armado y de mampostería), en los sentidos x e y respectivamente; A_o es el valor mínimo entre A_x y A_y partido por A_t ; h es la altura media de los pisos (m), P_m es el peso específico de los elementos del sistema resistente (T/m^3); P_s es el peso por unidad de área del sistema de piso (T/m^2) y τ es la resistencia a cortante de los elementos del sistema resistente, obtenida como una ponderación entre los valores de resistencia a cortante de cada uno de los materiales que constituyen el sistema resistente estructural (en este caso, hormigón y mampostería), mediante la relación

$$\tau = \frac{\sum \tau_i A_i}{\sum A_i} \quad (2.8)$$

donde puede apreciarse que el factor de ponderación son los porcentajes relativos de áreas contribuyentes. Estas ecuaciones son bastante similares a las utilizadas para estructuras de mampostería no reforzada. Sin embargo, la diferencia entre los valores de τ para hormigón y para mampostería es bastante amplia.

Una vez evaluado el coeficiente α , la calificación del parámetro de evaluación de la calidad del sistema resistente estructural es inmediata:

$$\text{si } \alpha \geq 1.5 \quad \rightarrow \mathbf{A}$$

$$\text{si } 0.7 \leq \alpha < 1.5 \quad \rightarrow \mathbf{B} \quad (2.9)$$

$$\text{si } \alpha < 0.7 \quad \rightarrow \mathbf{C}$$

Este parámetro busca evaluar un coeficiente de seguridad referido al nivel de fuerza sísmica de diseño, suponiendo intrínsecamente un factor de ductilidad de 2.5; así mismo, utiliza hipótesis simplificadoras similares a las utilizadas en las normativas sismo-resistentes, es decir, considera acciones estáticas equivalentes, ausencia de excentricidades e irregularidades excesivas en planta y en elevación, cálculo en la dirección más desfavorable, etc.

d) Posición del edificio y de la cimentación

De similar manera que en el caso de edificios de mampostería no reforzada, este parámetro —puramente cualitativo— intenta evaluar la influencia del terreno y de la cimentación, mediante una inspección a simple vista. Dicha inspección se limita a la consistencia y pendiente del terreno, a la posible diferencia entre cotas de cimentación y a la presencia de terraplenes no equilibrados simétricamente. Este parámetro se califica como sigue:

- A. Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior al 15% o bien sobre roca con pendiente no superior al 30%, no existiendo además terraplenes de tierras no equilibrados.
- B. Edificio que no cumple con los requisitos especificados para las calificaciones A o C.
- C. Edificio cuya cimentación es insuficiente para cualquier tipo de terreno presente en el emplazamiento. Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente superior al 30% o bien sobre terreno rocoso con pendiente superior al 60%. Existe la presencia de empujes no equilibrados debido a terraplenes asimétricamente dispuestos.

La evaluación de este parámetro presenta un alto grado de dificultad, debido a la posible falta de acceso, tanto a la inspección de la cimentación, como a la de los muros y terraplenes.

e) Forjados horizontales (losas de piso)

Para un comportamiento estructural satisfactorio de un edificio, los forjados o diafragmas horizontales (losas de piso y de cubierta) deben cumplir varios requisitos y, entre los más importantes, que presenten una rigidez en el plano suficiente y que los detallamientos de las conexiones entre la losa y los elementos resistentes verticales sean adecuados. Por esta razón, el método califica a este parámetro mediante los siguientes aspectos:

- A. Edificio con losas rígidas y bien conectadas a los elementos resistentes verticales. Estos requisitos deben ser cumplidos en losas que representen al menos el 70% del área total de la superficie.
- B. Edificio que no cumple con los requisitos especificados para las calificaciones A o C.
- C. Edificio con losas poco rígidas con conexiones deficientes y que el área de losas que cumplen los requisitos de la calificación A representan menos del 30% de la superficie total.

Es de singular importancia que el sistema de piso presente conexiones adecuadas con los elementos del sistema resistente vertical, con el objeto de poder transmitir y soportar las cargas sísmicas, en especial, en el caso de edificio aporricados con losas planas. Se ha podido observar el pésimo comportamiento histérico de los edificios con losas deficientemente conectadas a las columnas,

pudiéndose generar un mecanismo de colapso súbito que desemboca inevitablemente en el colapso total de la estructura⁽⁶⁾.

f) Configuración en planta

Este parámetro tiene en cuenta la distribuciones de masas y rigideces, así como la forma en planta del edificio. La asignación de las calificaciones posibles se realiza en base a ciertos valores obtenidos a partir de las dimensiones especificadas en la figura 2.2, definiendo los factores $\beta_1 = a/L$, $\beta_2 = e/d$, $\beta_3 = \Delta d/d$ y $\beta_4 = c/b$; a es la dimensión menor del rectángulo que circunscribe al edificio, L es la dimensión mayor del mencionado rectángulo, e es la excentricidad existente entre el centro de masas CM y el centro de rigideces CR , d es la dimensión en planta del edificio en la dirección más desfavorable y b y c son las longitudes de la mayor protuberancia del cuerpo principal del edificio. Las relaciones de β_2 y β_3 se toman con sus valores máximos posibles, mientras que la relación β_4 se toma como la mínima posible.

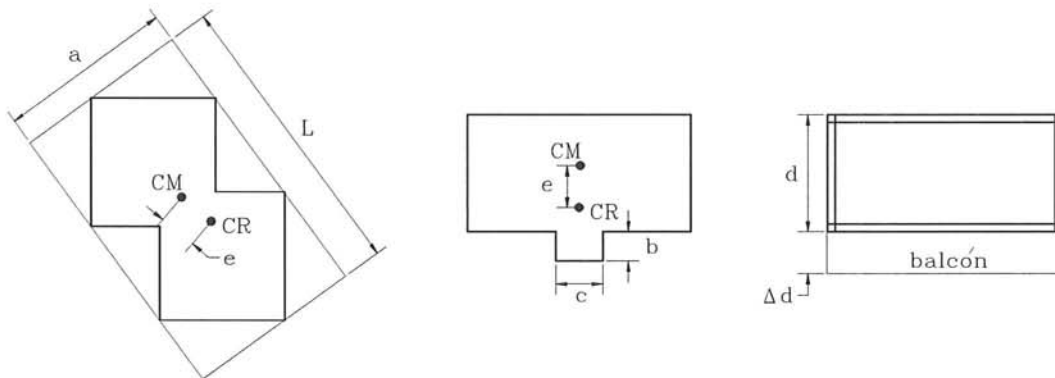


Figura 2.2 Parámetros evaluadores de la configuración en planta del edificio⁽²⁾.

Una vez evaluados los factores β , se procede a la calificación del parámetro mediante las siguientes instrucciones:

- A. Estructura con planta regular que cumple los siguientes requisitos:
 1. El factor β_2 es menor que 0.2.
 2. Al menos el 70% de los elementos satisfacen que $\beta_3 < 0.2$.
 3. El factor β_1 es mayor a 0.4.
 4. Para todos los cuerpos sobresalientes del cuerpo principal del edificio se debe cumplir que $\beta_4 > 0.5$.
- B. Edificio que no cumple con los requisitos especificados para las calificaciones A o C.
- C. Estructura con planta muy irregular que cumple con al menos uno de los siguientes aspectos:
 1. El factor β_2 es mayor que 0.4.
 2. Más del 70% de los elementos satisfacen que $\beta_3 > 0.2$.

3. El factor β_1 es menor que 0.2 y más del 30% de los elementos verifican que $\beta_3 > 0.2$.
4. Existe al menos un cuerpo o protuberancia sobresaliente del cuerpo principal, que cumple que $\beta_4 < 0.25$.

g) Configuración en altura

El método italiano considera tres criterios básicos para la evaluación del parámetro de configuración en planta. El primero de ellos intenta tomar en cuenta la irregularidad en elevación de la estructura, de igual manera que en el caso de los edificios de mampostería no reforzada. Este parámetro utiliza el significado de los factores H y T , de cuya relación se partirá para evaluar el parámetro. T es una fracción de la altura del edificio H , sobre la cual existe una considerable diferencia en el área en planta, respecto al área de la primera planta. La utilización de este factor se basa en los criterios simplificados propuestos por el SEAOC de los Estados Unidos. El segundo criterio es comparar factores que cuantifican las variaciones de masa δM entre pisos sucesivos ($\pm \delta M/M(\%)$), donde M es la masa del piso inferior, o también la variación entre superficies δA de pisos consecutivos ($\pm \delta A/A(\%)$), donde A es la superficie del piso inferior.

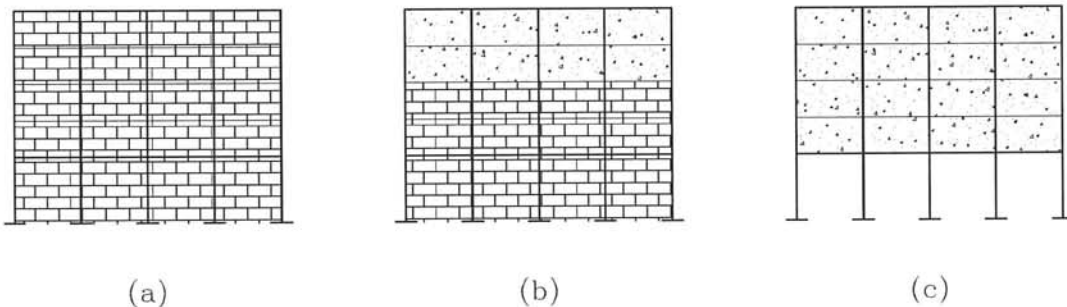


Figura 2.3 Variaciones bruscas de la rigidez lateral con la altura de la estructura.

Finalmente, el tercer criterio tiene que ver con la variación del sistema resistente con la altura, como puede observarse en la figura 2.3. Se intenta tomar en cuenta el efecto de una variación brusca de la rigidez lateral, producida por un cambio repentino del tipo de material utilizado en el sistema resistente. Por ejemplo, en la figura 2.3a todos los pórticos presentan muros de mampostería en toda la altura, mientras que en la figura 2.3b se presenta un cambio de mampostería a hormigón, lo cual genera un muy brusco cambio en la rigidez. La figura 2.3c presenta uno de los problemas típicos en edificios destinados a comercios y almacenes, en los cuales es muy usual el retirar todos los paneles interiores divisorios para permitir un mayor espacio libre, lo cual genera que las fuerzas sísmicas se concentren en el primer piso y que pueda formarse fácilmente un mecanismo de traslación de columnas, cuyos inconvenientes se han discutido apropiadamente en la referencia (7).

Utilizando estos criterios, el método califica este parámetro mediante las siguientes instrucciones:

- A. La estructura no presenta variaciones significativas del sistema resistente entre dos pisos consecutivos. La relación T/H (similar a la utilizada para edificios de mampostería no reforzada) es menor que 0.1 o mayor que 0.9.
- B. Edificio que no cumple con los requisitos especificados para las calificaciones A o C.
- C. Edificio con variaciones en el sistema resistente, tanto en organización y disposición en planta, como en cantidad, calidad y tipo de elementos resistentes utilizados. Edificio con un aumento de masa entre pisos consecutivos superior al 20% y, además, se verifica que $0.1 \leq T/H \leq 0.3$ o bien se verifica que $0.7 \leq T/H \leq 0.9$. Edificio sin variaciones significativas del sistema resistente, pero que cumple que $0.3 \leq T/H \leq 0.7$ y además que el aumento de masa entre dos pisos consecutivos es superior a un 40%.

h) Conexiones entre elementos críticos

La importancia de las uniones viga-columna o losa-columna en el comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón armado ha sido discutida detenidamente en la referencia (7); únicamente se enfatiza en el hecho de que un deficiente comportamiento de las conexiones significará un comportamiento no dúctil de las estructuras, pudiéndose provocar fácilmente el colapso de la misma ante una acción sísmica severa. El presente parámetro de la metodología intenta tomar en cuenta este hecho, mediante la evaluación de tres factores γ definidos según la ecuación

$$\gamma_1 = \frac{s}{b} ; \quad \gamma_2 = \frac{e}{b'_{\min}} ; \quad \gamma_3 = \frac{e}{b''} \quad (2.10)$$

donde s representa la mayor dimensión de la parte sobresaliente de la viga respecto de la cara de la columna, b es la dimensión de la columna, e es la excentricidad entre los ejes de las vigas y de las columnas, b'_{\min} es la menor de las dimensiones entre los anchos de la viga y de la columna y b'' es la dimensión de la columna perpendicular a la dirección de verificación de la conexión (figura 2.4).

Las calificaciones del parámetro se asignan de acuerdo con:

- A. Las conexiones presentan buenas condiciones, satisfaciendo los siguientes requisitos:
 1. $\gamma_1 < 0.2$, $\gamma_2 < 0.2$ y $\gamma_3 < 0.3$.
 2. La menor dimensión de las columnas que se encuentren sometidas a un esfuerzo de compresión promedio mayor que el 15% de su resistencia última, es superior a 25cm.
- B. Edificio que presentan conexiones en condiciones medias y no se cumplen los requisitos especificados para las calificaciones A o C.
- C. Edificio que presenta conexiones con condiciones deficientes, verificándose uno de los siguientes casos:

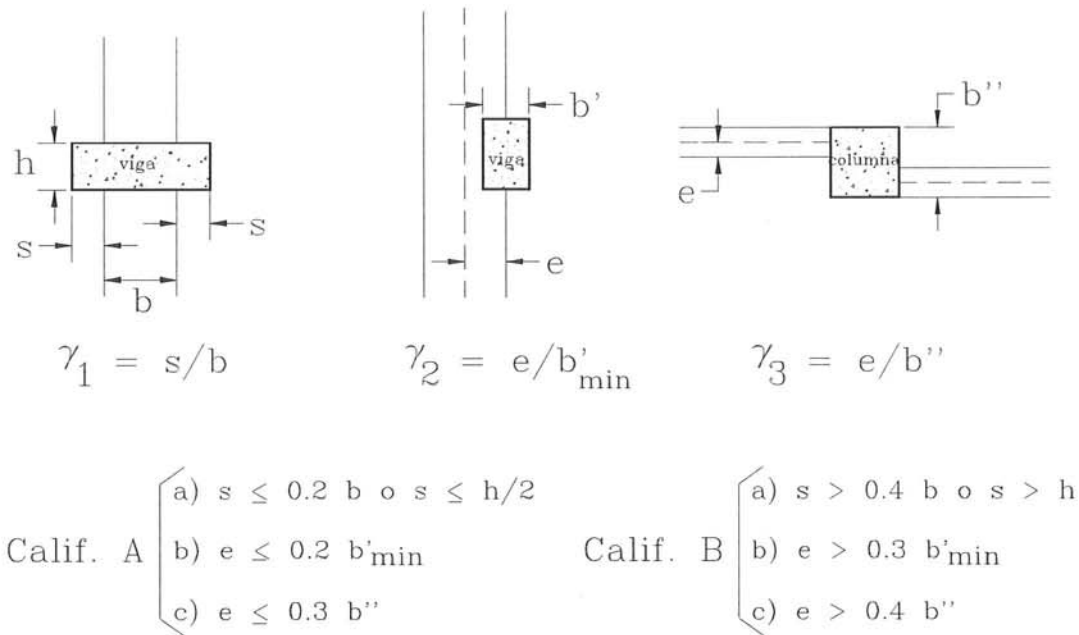


Figura 2.4 Factores evaluados y calificaciones asignadas a las conexiones viga-columna⁽²⁾.

1. Más del 70% de las conexiones no satisfacen los requisitos especificados para la calificación A.
2. Más del 30% de las conexiones cumplen que $s > 0.4b$, $e > 0.3b'_{\min}$ o que $e > 0.4b''$.
3. La dimensión mínima de las columnas que están sometidas a esfuerzos promedio superiores al 15% de la resistencia última, es menor que 20cm.

i) Elementos estructurales de baja ductilidad

Se ha enfatizado en este trabajo la necesidad de que las estructuras y los elementos estructurales posean ductilidad y que sean capaces de absorber y de disipar energía, evitando fallos frágiles que pueden provocar el colapso local o total de las estructuras. Este parámetro intenta tomar en cuenta elementos específicos de una estructura que por su configuración, geometría y localización presentan una elevada rigidez, son frágiles y muy poco dúctiles, como los casos presentados en la figura 2.5.

La calificación de estos parámetros se realiza como sigue:

- A. Edificios que no presentan elementos estructurales de baja ductilidad o que no se pueden clasificar como B o como C.
- B. Edificios que presentan elementos estructurales de baja ductilidad, en los cuales se presenta uno de los siguientes casos:
 1. El elemento estructural más corto tiene una altura inferior a la mitad de la altura de los otros elementos (relación h/H en la figura 2.5).
 2. Existe un único elemento estructural con altura inferior a los 2/3 de

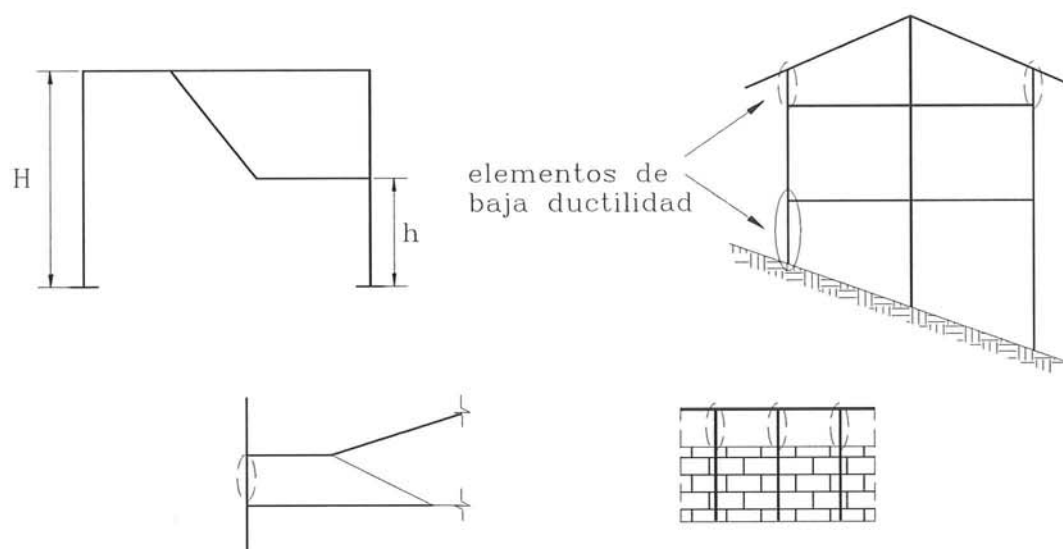


Figura 2.5 Ejemplos de elementos de baja ductilidad⁽²⁾.

la altura del resto de elementos estructurales, pero dicho elemento requiere de elevada ductilidad.

- C. Edificios que presentan elementos estructurales de muy baja ductilidad, en los cuales se presenta uno de los siguientes casos:
1. El elemento estructural más corto tiene una altura inferior a la cuarta parte de la altura de los otros elementos (figura 2.5).
 2. Existe un único elemento estructural con altura inferior a la mitad de la altura del resto de elementos estructurales, pero dicho elemento requiere de elevada ductilidad.

j) Elementos no estructurales

Los elementos no estructurales se consideran como aquellos que no participan en el esquema resistente del edificio, aunque en ocasiones dichos elementos llegan a participar parcialmente en dicha resistencia. Por ello, suelen describirse como elementos “no intencionalmente estructurales”. La metodología considera un criterio de clasificación de estos elementos, considerándolos como externos o internos. Los elementos externos son aquellos que pueden caer hacia el exterior del edificio como, por ejemplo, cornisas, muros y paneles de mampostería, parapetos, chimeneas, balcones, terrazas, etc. Los elementos internos son aquellos que pueden caer únicamente en el interior de la estructura como, por ejemplo, tabiques, muebles, cielos rasos, etc. A partir de este criterio de clasificación, el parámetro se califica como sigue:

- A. Edificios cuyos elementos no estructurales externos están bien conectados al esquema resistente, y cuyos elementos internos son estables aunque no se encuentren conectados fijamente a los elementos estructurales.
- B. Edificios con elementos externos estables pero que no están conectados

a la estructura o que presentan una conexión deficiente. Los muros y paneles que se encuentren sobre voladizos tienen toda su base apoyada sobre el elemento similar del piso inferior.

- C. Edificio cuyos elementos no estructurales externos son inestables y se encuentran mal conectados a la estructura, o edificios que no cumplen con los requisitos para calificar como *A* o como *B*. Los ejes de los muros y paneles que se encuentran sobre voladizos no coinciden en los diferentes pisos.

Con este parámetro se intenta considerar los elementos no estructurales, cuya caída pueda provocar víctimas. Adicionalmente, se penaliza los edificios cuyos voladizos (por ejemplo, en el caso de balcones) soportan muros y paneles de mampostería, ya que las componentes verticales de los terremotos fuertes pueden llegar a afectar en gran medida a estos elementos y a toda la estructura. Las experiencias con los últimos terremotos destructores tales como los de Northridge (Estados Unidos, 1994) y Kobe (Japón, 1995) han mostrados que las componentes verticales pueden llegar a ser similares e incluso superiores a las componentes horizontales, por lo que no pueden despreciarse en el diseño de edificios que presenten dichas irregularidades^(8,9).

k) Estado de conservación

Este parámetro, enteramente subjetivo y calificado mediante un análisis visual simple, puede penalizar la presencia de desperfectos internos de la estructura, así como posibles irregularidades localizadas como producto de fallos en el proceso constructivo. Así mismo, se intentan detectar imperfecciones en la cimentación, o daños en las cimentaciones. La calificación se realiza mediante:

- A. Edificios cuyos elementos resistentes principales (como las vigas, columnas, losas, etc.) no presenten fisuraciones y que no existan daños en la cimentación. Así mismo, el edificio no presenta daños graves en elementos no estructurales, garantizando la estabilidad de los mismos bajo la acción de las cargas sísmicas.
- B. Edificio que no cumple con los requisitos especificados para las calificaciones *A* o *C*.
- C. Más de un 30% de los elementos estructurales pertenecientes al esquema resistente principal del edificio se encuentran fisurados, las losas presentan fisuras considerables (mayores a 5mm) y la cimentación presenta daños.

2.3 EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

Una vez obtenidas todas las calificaciones (*A*, *B* ó *C*) de cada uno de los once parámetros analizados del edificio, se procede a asignar un valor numérico a cada clase de acuerdo a una escala similar a la utilizada en el caso de edificios de mampostería no reforzada. En la referencia (10) se publica una propuesta de calificaciones a las clases analizadas, de la cual se puede inferir los valores que se presentan en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Escala numérica del índice de vulnerabilidad adaptada de la referencia (10).

Num	Parámetro	$K_i = A$	$K_i = B$	$K_i = C$
1	Organización del sistema resistente	0	6	10
2	Calidad del sistema resistente	0	6	10
3	Resistencia convencional	0	11	22
4	Posición edificio y cimentación	0	2	4
5	Diafragmas horizontales	0	3	6
6	Configuración en planta	0	3	6
7	Configuración en elevación	0	3	6
8	Conexión entre elementos críticos	0	3	6
9	Elementos de baja ductilidad	0	3	6
10	Elementos no estructurales	0	4	10
11	Estado de conservación	0	10	20

Sin embargo, para poder evaluar un único índice es necesario realizar una suma ponderada de estas calificaciones, utilizando pesos que respondan a la importancia del parámetro evaluado. No se han encontrado referencias que propongan dichos pesos, aunque podría pensarse en asignar los mismos pesos de la escala de Benedetti y Petrini⁽¹¹⁾, presentada para el caso de edificios de mampostería no reforzada. Sin embargo, en la presente investigación se ha preferido utilizar una escala que ha sido aplicada en un trabajo reciente en Italia, realizado por el CNR (Istituto di Ricerca Sul Rischio Sismico), instituto en el cual participan varios de los expertos propulsores del método del índice de vulnerabilidad, tales como los Profesores Petrini, Angeletti, Bellini, etc. Los valores adaptados de dicha escala responden a los presentados en la tabla 2.3⁽¹²⁾.

Tabla 2.3 Escala numérica del índice de vulnerabilidad utilizada por el Istituto di Ricerca Sul Rischio Sismico, adaptada de la referencia (12).

Num	Parámetro	$K_i = A$	$K_i = B$	$K_i = C$	W_i
1	Organización del sistema resistente	0	1	2	4.0
2	Calidad del sistema resistente	0	1	2	1.0
3	Resistencia convencional	-1	0	1	1.0
4	Posición edificio y cimentación	0	1	2	1.0
5	Diafragmas horizontales	0	1	2	1.0
6	Configuración en planta	0	1	2	1.0
7	Configuración en elevación	0	1	3	2.0
8	Conexión entre elementos críticos	0	1	2	1.0
9	Elementos de baja ductilidad	0	1	2	1.0
10	Elementos no estructurales	0	1	2	1.0
11	Estado de conservación	0	1	2	2.0

Finalmente, el índice de vulnerabilidad puede evaluarse mediante la expresión

$$I_v = 10 \left(\frac{\sum_{i=1}^{11} K_i W_i + 1}{4} \right) \quad (2.11)$$

la cual ha sido derivada de la adaptación de los valores de la tabla 2.3 y que ha sido normalizada en este trabajo para valores entre 0 y 100. Como puede observarse, el índice de vulnerabilidad crece conforme el edificio se presenta sísmicamente más vulnerable. Los valores de K_i y W_i son, al igual que en el caso de los edificios de mampostería, subjetivos, y han sido propuestos gracias a la experiencia de los autores del método.

Así mismo, en esta investigación se evalúa dicho índice para la dirección ortogonal más desfavorable que presente el edificio.

2.4 COMENTARIOS SOBRE EL MÉTODO

Del análisis de la escala presentada en el anterior apartado puede observarse que a todos los parámetros se les adjudica un peso de importancia similar, excepto a los parámetros 1, 7 y 11 correspondientes a la organización del sistema resistente estructural, a la configuración en elevación y al estado de conservación que presenta el edificio, respectivamente. Con ello se intenta penalizar el incumplimiento de los requisitos más básicos del diseño conceptual de estructuras, cuales son el buscar simetría y regularidad en la forma de los edificios y evitar cambios bruscos de rigidez en la altura de los mismos⁽¹³⁾. En el caso de no cumplirse estos requisitos, el diseño estricto de estructuras no considera el utilizar las simplificaciones de cálculo y diseño propuestas por las normativas sismo-resistentes existentes, exigiendo para ellas un análisis más detallado y de mayor complejidad. Por lo tanto, si los edificios han sido diseñados siguiendo normativas antiguas y, además, presentan este tipo de errores conceptuales, el índice de vulnerabilidad de dichos edificios tomará valores altos.

Otro aspecto interesante es el de la calificación numérica negativa para la clase A del parámetro 3. Si los edificios existentes reponen a los criterios de seguridad mencionados para ese parámetro, los autores del método consideran muy favorable esta situación, reduciendo incluso el valor del índice de vulnerabilidad.

Las calificaciones de los parámetros del método del índice de vulnerabilidad se realizan mediante el formulario descrito, intentando disminuir las ambigüedades que pudieran existir y limitando la variaciones subjetivas entre apreciaciones distintas. Este subjetivismo no parece ser tan decisivo como lo es en otras metodologías existentes. Sin embargo, a diferencia de las estructuras de mampostería no reforzada, el número de calificaciones K_i posibles se ha disminuido a tres, con lo cual puede aumentar en cierto grado la posibilidad de variaciones de acuerdo a diferentes puntos de vista subjetivos.

Así mismo, es importante enfatizar el hecho de que no se requiere personal altamente técnico para las evaluaciones de campo, por lo que un análisis de la vulnerabilidad de edificios en amplias zonas urbanas puede realizarse con bastante facilidad, si se dispone de personal con conocimientos básicos de estructuras. Finalmente hay que destacar que, al no existir una evaluación numérica estandar del índice de vulnerabilidad para estructuras de hormigón armado, tampoco ha sido posible el encontrar relaciones entre el índice de vulnerabilidad y el índice de daño, ni como matrices de probabilidad de daño ni como funciones de vulnerabilidad. Adicionalmente, la información existente en Italia acerca del daño en estructuras de hormigón, en las cuales se haya utilizado el índice de vulnerabi-

lidad, es muy escasa en comparación a la abundante información existente para estructuras de mampostería no reforzada. Por consiguiente, si se ha de intentar obtener estas relaciones, se debe buscar una alternativa, la cual se propone en el capítulo siguiente de la presente monografía.

REFERENCIAS

1. M. Dolce, A. Kappos, G. Zuccaro y A. W. Coburn, "Report of the EAAE Working Group 3: Vulnerability and risk analysis", *Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, 4, 3049-3077, 1994.
2. GNDT, "Instruzioni per la Compilazione della Scheda di Relivamento Esposizione e Vulnerabilità Sismica Degli Edifici", *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*, Regione Emilia Romana, 1986.
3. R. E. Kligner y G. Leiva, "Behaviour and design of multi-story masonry walls under in-planes seismic loading", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, 6, 3511-3516, 1992.
4. K. Ishibashi, R. Meli, S. M. Alcocer, F. Leon y T. A. Sanchez, "Experimental study on earthquake-resistant design of confined masonry structures", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, 6, 3469-3474, 1992.
5. F. Yépez, "Vulnerabilidad Sísmica de Edificios de Mampostería para Estudios de Riesgo Sísmico", *Tesis de Máster en Ingeniería*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1994.
6. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*. Monografía de Ingeniería Sísmica **IS-14**, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1995.
7. F. Yépez, *Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no-lineal de estructuras de hormigón armado*, Monografía de Ingeniería Sísmica **IS-19**, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1996.
8. J. Moehle, "Preliminary Report on the Seismological and Engineering Aspects of the January 17, 1994 Northridge Earthquake", *Report No. UCB/EERC-94/01*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1994.
9. JSCE, "Preliminary Report on The Great Hanshin Earthquake, January 17, 1995", Japan Society of Civil Engineers Press, Tokyo, 1995.
10. H. Sandi, "Report of the EAAE Working Group: Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, 7, 11-69, 1986.
11. D. Benedetti y V. Petrini, "Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: Proposte di un metodo di valutazione", *L'industria delle Costruzioni*, 149, 66-78, Roma, 1984.
12. CNR, "Determinazione del Rischio Sismico a Fini Urbanistici in Lombardia, Comune di Toscolano Maderno (BS)", *Istituto di Ricerca Sul Rischio Sismico*, Milán, 1993.
13. F. Yépez y F. Villagómez, "Estudio Comparativo de Estructuras Aperticadas y

Estructuras con Muros de Corte en Cuanto a Comportamiento y Materiales”, *Tesis de Grado en Ingeniería Civil*, Escuela Politécnica Nacional, Quito, 1993.

CAPÍTULO 3

SIMULACIÓN DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

3.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo central de la presente investigación es el de proponer una metodología para obtener matrices de probabilidad de daño y funciones de vulnerabilidad, propias del lugar de estudio, sin tener que esperar la ocurrencia de un fenómeno sísmico que provoque daños en los edificios. Las herramientas básicas son la simulación por ordenador del comportamiento sísmico de las estructuras y un estudio probabilista de los resultados obtenidos. Son muy escasos los estudios de este tipo que se han encontrado en la bibliografía⁽¹⁻⁶⁾; sin embargo, en todos estos trabajos se utilizaron técnicas deterministas de evaluación del daño en edificios de hormigón armado específicos. En los pocos casos en los cuales se utilizaron técnicas probabilistas, la simulación se realizó para edificios de hormigón representativos de una zona, mediante modelos teóricos muy simplificados. Así mismo, hay que enfatizar que estos estudios presentan los mismos inconvenientes que tienen la mayoría de los métodos de evaluación de la vulnerabilidad a gran escala, cual es el no poder discriminar los diferentes comportamientos sísmicos posibles entre edificios de la misma tipología. Estos problemas se magnifican debido al hecho de que, tanto la definición de la acción sísmica, como los modelos teóricos de los edificios, presentan incertidumbres que únicamente pueden ser tomadas en cuenta utilizando métodos probabilistas^(7,8).

En el presente capítulo se ha aplicado el mismo procedimiento propuesto y utilizado anteriormente por los mismos autores de esta monografía, para el caso de edificios de mampostería no reforzada; el procedimiento puede encontrarse extensamente detallado en la referencia (7). Sin embargo, el seguimiento del lector a este capítulo será suficiente para entenderlo. Se ha utilizado como método de calificación de la calidad estructural el método del índice de vulnerabilidad, y se han aplicado técnicas de simulación teórica del comportamiento sísmico de

edificios hipotéticos que respondan a las características de los edificios existentes en la región de estudio.

El comportamiento sísmico no-lineal de los edificios de hormigón armado es muy complejo, influenciado de manera determinante por las características de ductilidad y por la capacidad de absorción y disipación de energía que posean las estructuras. En este esquema están involucrados el comportamiento de los elementos estructurales vigas, columnas y losas, así como también el comportamiento de las conexiones entre elementos, todo lo cual requiere un análisis muy detallado y sistemático. Por esta razón, en esta investigación se adaptaron los modelos y las técnicas existentes de modelación y cálculo no-lineal de estructuras de hormigón armado, utilizando lo más avanzado del conocimiento en análisis estructural. Dado que el procedimiento requiere de la simulación de miles de edificios hipotéticos que responden a las características y propiedades estructurales de los edificios de la zona estudiada, puede esperarse que el volumen de cálculos que se necesite sea muy extenso, por lo que también es necesario la utilización de técnicas eficientes de muestreo estadístico. Así mismo, el uso de modelos estructurales detallados requiere el aplicar definiciones más sofisticadas de la acción sísmica.

En los siguientes apartados se describen los métodos y técnicas a utilizarse, así como las modificaciones que se proponen y la aplicación a realizarse. Es necesario puntualizar, que en esta investigación se estudiaron las dos tipología cuyo comportamiento fue extensamente estudiado en la referencia (8), es decir, se consideraron edificios aporticados con vigas y edificios aporticados con losas planas.

3.2 DISCRETIZACIÓN Y MODELACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

3.2.1 Niveles de discretización

El análisis dinámico de una estructura aporticada de hormigón armado sujeta a una acción de sísmica, está basado en la aplicación de modelos estructurales que utilizan idealizaciones discretas, en las cuales se considera un número finito de grados de libertad. El nivel de la idealización dependerá del tipo de comportamiento de la estructura y del grado de precisión deseado. De esta forma pueden definirse diferentes niveles de discretización, los cuales se describen brevemente a continuación.

Discretización mediante elementos finitos

A este nivel, la estructura de hormigón armado se discretiza en un gran número de elementos finitos de distintos tipos (micromodelación), según el tipo de material cuyo comportamiento se desea representar, sea éste hormigón o acero. Adicionalmente, es necesario capturar adecuadamente la interacción entre el hormigón y el acero (adherencia). Estos modelos permiten representar detalladamente en el análisis la geometría exacta de los miembros estructurales, así como también la historia de las tensiones y deformaciones en cualquier punto de la estructura.

En la década pasada se han realizado notables avances en el campo de los modelos constitutivos del hormigón armado sometidos a cargas multiaxiales generalizadas, incluyendo cargas reversibles. Ha sido incluso posible representar el inicio y la propagación del agrietamiento, así como el comportamiento de la interface hormigón-acero. A pesar de este progreso, los requerimientos computacionales y de memoria de este tipo de modelos restringieron su aplicación al análisis de la respuesta de miembros individuales (especialmente paneles a cortante), o de subestructuras (por ejemplo, nudos viga-columna), sometidos a pocos ciclos de carga dinámica o a la aplicación al análisis de la respuesta de toda la estructura bajo carga monotónica. Actualmente se han realizado muchos esfuerzos para ampliar las fronteras de aplicación de estos modelos hacia el análisis dinámico de estructuras de hormigón armado relativamente pequeñas (incluso pórticos). En los grandes centros de investigación, equipados con los más avanzados ordenadores, está siendo posible realizar análisis de estructuras completas de varios pisos, evitando con éxito todos los inconvenientes anotados⁽⁹⁾.

Sin embargo, hay que destacar las dificultades que presentan este tipo de modelos en representar microscópicamente la interacción hormigón-acero y los fenómenos de la flexión, en conjunto con el cortante y los deslizamientos por adherencia. Adicionalmente, el alto coste requerido por estos modelos los hace, por ahora, imposibles de implementar para realizar una simulación de muchos miles de casos, como la que se plantea en la metodología propuesta para la realización de estudios de vulnerabilidad a gran escala. No obstante, los esquemas basados en elementos finitos son la mejor y más exacta alternativa para realizar estudios de vulnerabilidad y daño sísmico de estructuras específicas, y la única alternativa para el análisis de la vulnerabilidad de estructuras especiales, tales como edificios monumentales, construcciones históricas y religiosas, etc.

Por todas estas razones, muchos investigadores manifiestan su preferencia hacia la utilización de otros esquemas de modelación de menor nivel de refinación que los micromodelos⁽¹⁰⁻¹²⁾, los cuales se describen a continuación.

Discretización modelando miembro a miembro

En este tipo de discretización se modelizan a las vigas, columnas y a las partes de los muros de cortante comprendidas entre dos pisos consecutivos como elementos prismáticos. Cuando se incorpora al modelo la flexibilidad de la losa en su plano, se considera el panel de losa entre dos pórticos adyacentes como un elemento adicional⁽¹³⁾. Algunos modelos incluyen a los nudos como elementos propiamente dichos. La gran mayoría de los modelos existentes en la literatura se enmarcan dentro de este grupo⁽¹⁴⁾. Cada elemento estructural es tratado independientemente y su comportamiento inelástico se representa mediante diagramas de restitución o diagramas histeréticos momento-curvatura, estimados en base a datos experimentales obtenidos a partir de ensayos a carga cíclica. Esta modelación puede tomar en cuenta cualquier tipo de comportamiento en un sentido equivalente, incluyendo la no linealidad geométrica y permitiendo con ello determinar la magnitud y distribución de las deformaciones inelásticas, involucrando todo ello un proceso de cálculo de menor envergadura en comparación a los esquemas que utilizan la modelación por elementos finitos. Por éstas y por las razones anotadas en el subapartado anterior, este tipo de modelos ofrece una

alternativa muy atractiva a las modelaciones de tipo microscópico.

El nivel de aproximación de este tipo de métodos depende de la aplicación de diagramas histeréticos que representen adecuadamente el comportamiento del elemento estructural. Estos diagramas son, por otra parte, diferentes a las ecuaciones constitutivas, ya que reflejan el comportamiento del elemento como un todo, es decir, a nivel macroscópico. Otro aspecto interesante tiene que ver con la no linealidad del material, la cual debe ser considerada en cualquier tipo de análisis no-lineal de estructuras de hormigón que se realice. La no linealidad del material incluye varios fenómenos, entre ellos el agrietamiento del hormigón, las relaciones no lineales del hormigón y del acero, el comportamiento de la adherencia en la interface entre el hormigón y el acero (problemas de deslizamientos por adherencia, etc.), así como también los efectos diferidos dependientes del tiempo y la temperatura⁽¹⁵⁾. En los análisis sísmicos no suelen considerarse los efectos diferidos; sin embargo, los restantes factores deben ser tomados en cuenta, lo cual puede resultar una tarea difícil para los esquemas que utilizan elementos finitos, no así para los modelos basados en diagramas histeréticos, puesto que son capaces de representar el comportamiento sísmico de los elementos incluyendo todos estos efectos en un sentido equivalente, mediante la aplicación de una ley histerética adecuada.

La aplicación de los modelos a nivel de miembro no permiten tomar en cuenta el efecto de detalles menores en la geometría de los elementos; sin embargo, sí permiten una suficiente aproximación de las características claves del comportamiento inelástico. Así mismo, las deformaciones inelásticas y, por lo tanto, el daño en edificios apoticados de hormigón armado no se concentran en secciones críticas de los elementos vigas o columnas, sino que se esparcen en una región finita, es decir, en la rótula plástica, situada generalmente en los extremos de los elementos prismáticos⁽⁸⁾. Los modelos que discretizan la estructura miembro a miembro son capaces de describir la distribución de la inelasticidad y del daño en cada elemento individual, incluso a lo largo de toda su longitud.

Modelos de pocos grados de libertad

El tercer grupo de modelos, los más simplificados, utilizan discretizaciones con pocos grados de libertad para un pequeño grupo de elementos estructurales, o incluso para toda la estructura. Aquí se incluyen los modelos de edificio de cortante, en los cuales se suponen únicamente tres grados de libertad por piso. Para edificios que hayan sido diseñados utilizando la filosofía viga débil-columna fuerte, el sistema estructural inelástico puede incluso ser aproximado mediante un sistema de un solo grado de libertad por planta. A pesar de las varias suposiciones que se realizan en estos modelos, el utilizar un sistema con pocos grados de libertad con una ley fuerza-desplazamiento adecuadamente seleccionada, puede ser capaz de reproducir las características globales claves de la respuesta inelástica de una estructura, tales como la historia de los desplazamientos a nivel de último piso y sus valores máximos, la demanda de resistencia al cortante y aún las distorsiones de pisos en ciertos niveles del edificio⁽¹⁰⁾. Sin embargo, si estos modelos logran capturar las características claves de la respuesta global, no logran representar exactamente la geometría estructural ni predecir la distribución de las deformaciones y del daño en los componentes estructurales individuales.

En conclusión, estos modelos no pueden predecir detalladamente la respuesta no-lineal de estructuras específicas sometidas a terremotos fuertes. Estos modelos son adecuados como herramienta para estudiar la respuesta global inelástica de estructuras genéricas con una geometría sencilla, que sean representativas de un gran grupo de estructuras, así como también para realizar análisis de sensibilidad de diferentes parámetros de diseño, tales como la relación de resistencia de las vigas a las columnas, los grados de irregularidad en rigidez y elevación, etc.

Modelos constitutivos discretizados en capas tridimensionales

Este tipo de modelos puede clasificarse en una categoría intermedia entre los modelos que utilizan elementos finitos y los que realizan una modelación miembro a miembro. Los elementos estructurales se consideran separadamente y se discretizan tanto longitudinalmente, en segmentos o rebanadas representadas por las secciones transversales, y transversalmente en regiones finitas, de la misma forma que en los modelos de capas, pero en las dos direcciones perpendiculares⁽¹⁶⁾. Se generan múltiples fibras gobernadas por modelos constitutivos obtenidos a partir de las leyes del comportamiento inelástico de los materiales. La presencia del agrietamiento en el hormigón, la contribución del hormigón en tracción entre las grietas, así como las relaciones no-lineales adherencia-deslizamiento pueden considerarse en un sentido promediado, modificando las leyes tensión-deformación^(17,18). En resumen, puede afirmarse que los modelos fibrosos son modelos miembro a miembro, en los cuales se aplica el método de los elementos finitos a un elemento prismático continuo unidimensional, permitiendo expresar el comportamiento tridimensional de cualquier punto de una sección transversal del elemento. Estos modelos presentan requerimientos de computación y de memoria cercanos a los de los modelos que utilizan elementos finitos^(10,16).

Del análisis de los distintos niveles de discretización existentes y de las posibilidades de cada uno de ellos, se ha escogido la discretización miembro a miembro, complementada con el modelo hysterético de cuatro parámetros (variante del modelo hysterético de Park), descrito en ampliamente en las referencias (8,11-13).

3.2.2 Modelos no-lineales de componentes estructurales

Una vez escogida la discretización de la estructura elemento por elemento, es necesario idealizar dichos elementos para que el modelo refleje su comportamiento inelástico. La diferencia en el tratamiento entre vigas y columnas es únicamente la carga axial, generalmente supuesta constante a efectos de aproximación. En la literatura pueden encontrarse distintos modelos de elementos, algunos de los cuales se presentan a continuación.

Modelos de inelasticidad concentrada

Las deformaciones inelásticas por flexión que sufren las vigas y las columnas de edificios aperticados sometidos a acciones sísmicas se concentran en y cerca de los extremos de dichos elementos, debido a que en esas zonas se producen los mayores momentos flectores. Por esta razón, los primeros modelos inelásticos

suponían que la inelasticidad se concentraba en forma de rótula puntual en los extremos del elemento.

El primer modelo de este tipo fue el denominado *modelo de los dos componentes*, propuesto por Clough en 1965⁽¹⁰⁾, el cual consideraba un sistema de dos elementos que actuaban en paralelo, tal como puede observarse en la figura 3.1a. El primer elemento representaba una viga elasto-plástica perfecta que modela la fluencia, la cual, antes de ocurrir dicha fluencia en uno de sus dos extremos, su matriz de rigidez era la de una viga elástica; después de la fluencia la matriz se convertía en la de un elemento articulado en un extremo, hasta que el otro extremo alcanzaba la cedencia, después de lo cual la matriz era la de un elemento articulado en sus dos extremos. El segundo elemento es una viga lineal elástica con rigidez igual a la de una sección agrietada. Como las matrices de rigidez de ambos elementos se suman para obtener la matriz global, el elemento así modelado exhibía un comportamiento momento-rotación bilineal, con ramas de carga y descarga paralelas a la curva de carga monotónica⁽¹⁴⁾. Tal comportamiento es representativo de elementos de estructuras de acero cuyos ciclos de histéresis sean estables y presenten un efecto Bauschinger moderado. El hormigón armado se caracteriza por una degradación de la rigidez y resistencia y por presentar unos ciclos histeréticos relativamente estrechos, con menor capacidad de disipación de energía que el que puede representar un modelo bilineal.

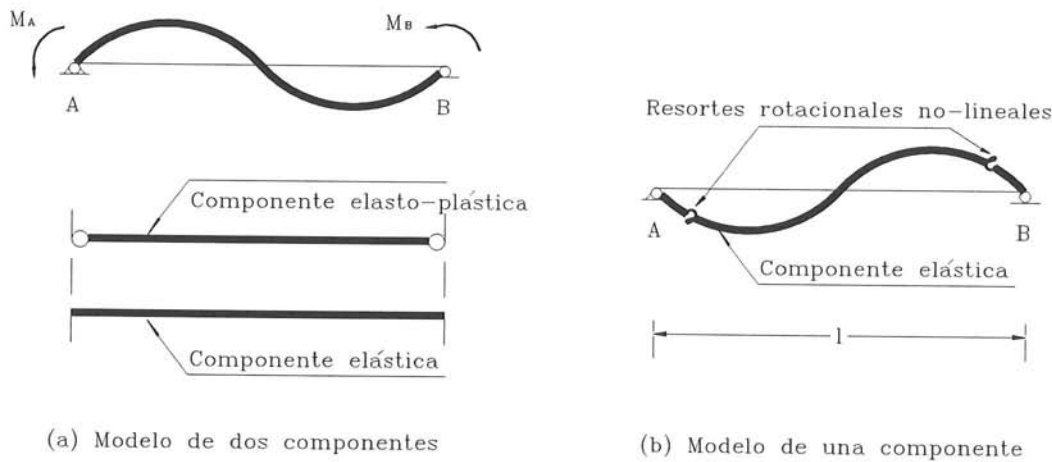


Figura 3.1 Modelos de inelasticidad concentrada. (a) Modelo de dos componentes de Clough. (b) Modelo de un componente de Giberson.

Para evitar estos inconvenientes, Giberson introdujo en 1967 el modelo de un solo componente, el cual consiste de un elemento viga lineal-elástico conectado en serie con un resorte de rigidez rotacional no-lineal en cada extremo (figura 3.1b). El elemento elástico modela las deformaciones elásticas de la viga, mientras que todas las deformaciones inelásticas son concentradas en los dos resortes. El punto de inflexión de la viga se supone en la mitad del vano, como es usual en el caso de vigas pertenecientes a pórticos regulares sujetos a carga lateral exclusivamente. Los resortes poseen rigidez infinita antes de alcanzar el momento de cedencia, a partir del cual la flexibilidad de los resortes se introducen en los términos de la diagonal principal de la matriz de flexibilidad⁽¹⁹⁾. Posteriormente, Suko y Adams⁽²⁰⁾ refinaron el modelo, calculando la rigidez del resorte y

el punto de inflexión determinado mediante un análisis lineal previo. Este modelo ha alcanzado gran popularidad debido a las conveniencias computacionales que ofrece, ya que los términos de la matriz de flexibilidad pueden estimarse a partir de las relaciones histeréticas $M - \theta$.

Modelos de inelasticidad distribuida

Este tipo de modelos consideran que la inelasticidad del elemento se encuentra distribuido en el mismo, pudiéndose manejar cualquier distribución de los momentos flectores, así como cualquier localización del punto de inflexión. Es común suponer que el elemento viga está subdividido en su dirección longitudinal, en un número de sub-elementos pequeños, cada uno representado por un resorte no-lineal que responde a una ley histerética obtenida partir de las leyes y modelos histeréticos discutidos en la referencia (8), y caracterizado por el valor del momento flector en el centro del sub-elemento. Estos modelos, denominados también de resortes múltiples, son versátiles y de buena aproximación; sin embargo, requieren de mucho más esfuerzo computacional que otros modelos de inelasticidad, ya que generan grados de libertad intermedios que deben ser determinados, específicamente las rotaciones de los resortes inelásticos^(10,14).

Modelos de inelasticidad extendida

Los componentes de la matriz de flexibilidad pueden encontrarse analíticamente mediante la integración a lo largo de los elementos estructurales, utilizando únicamente las secciones de sus extremos como secciones de control de la inelasticidad del elemento. Los modelos que toman en cuenta, con una mayor o menor aproximación, la distribución real de la inelasticidad a lo largo del elemento, pero que su comportamiento está controlado únicamente por las secciones en los extremos de dicho elemento, se clasifican dentro de los modelos de inelasticidad extendida o modelos de difusión de la inelasticidad. El modelo más conocido y el que se ha aplicado en la presente investigación, es el propuesto por Park *et al.*⁽²¹⁾, por lo que se describe con detalle a continuación.

3.2.3 Modelo de inelasticidad extendida de Park *et al.*

El modelo de inelasticidad de vigas propuesto por Park *et al.*⁽²¹⁾ está explicado en la figura 3.2. El factor de flexibilidad $1/(EI)$ se supone linealmente distribuido a lo largo de un elemento de dos grados de libertad por nudo, desde las secciones críticas en los extremos hasta el punto de inflexión. Para el caso de las columnas, se considera un grado de libertad axial adicional en cada nudo. Los factores de flexibilidad en las regiones críticas se calculan a lo largo de todo el análisis bajo cargas sísmicas, permitiendo la actualización de sus valores cuando el elemento se encuentra en el rango inelástico. El modelo supone que la sección transversal localizada en el punto de inflexión presenta propiedades elásticas. Mediante estas suposiciones, la matriz de flexibilidad puede expresarse en forma incremental, utilizando la notación descrita en la figura 3.2, mediante

$$\begin{Bmatrix} \Delta\theta'_a \\ \Delta\theta'_b \end{Bmatrix} = L' \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta M'_a \\ \Delta M'_b \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

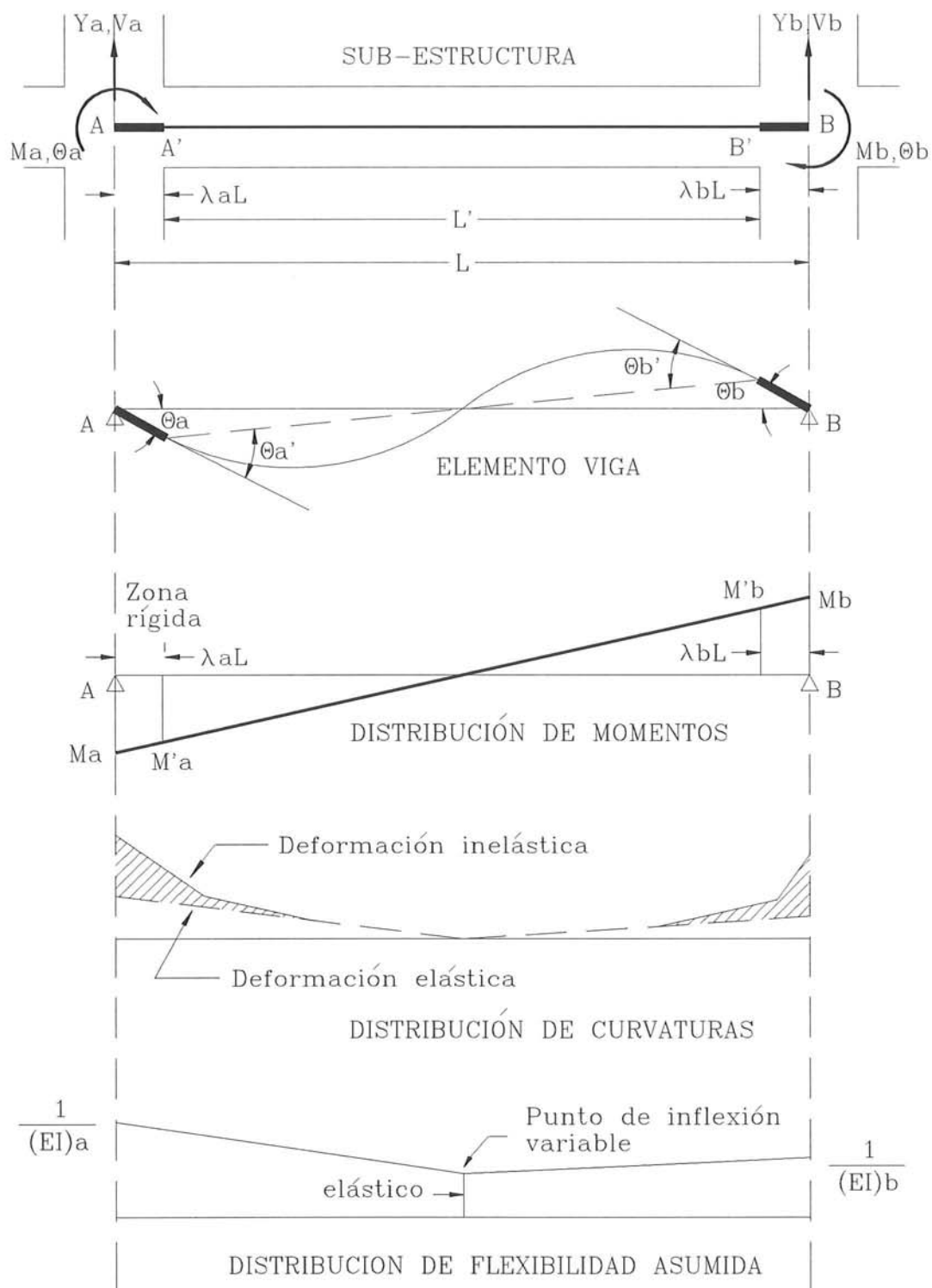


Figura 3.2 Modelo de inelasticidad extendida de Park et al.⁽²¹⁾

donde $\Delta\theta'_a$ y $\Delta\theta'_b$ son las rotaciones incrementales correspondientes a los momentos incrementales $\Delta M'_a$ y $\Delta M'_b$; L' es la longitud libre del elemento, es decir, sin tomar en cuenta las zonas rígidas de los nudos. La distribución de curvaturas mostrada en la figura 3.2 no incluye la contribución adicional debida a la pe-

netración de la fluencia en el nudo. Por otro lado, los términos de la matriz de flexibilidad pueden calcularse fácilmente aplicando el principio de los trabajos virtuales mediante la ecuación

$$f_{ij} = \int_0^L m_i(x) m_j(x) \frac{1}{EI(x)} dx \quad (3.2)$$

donde los términos m_i se refieren a los momentos unitarios aplicados en la dirección de desplazamientos i , mientras que los términos m_j se refieren a los momentos debidos a las cargas reales en la dirección j , o viceversa. Sin embargo, no siempre el punto de inflexión se encuentra dentro del elemento, ya que depende del sentido de los momentos flectores en los extremos. Puede darse el caso de que ambos extremos del elemento fluyan y el punto de inflexión se encuentre fuera, es decir, que todo el elemento se haya plastificado. Para tomar en cuenta todas las posibilidades deben analizarse dos casos, elementos con doble y con simple curvatura, cuyos diagramas $1/(EI)$ son los que se presentan en la figura 3.3⁽²²⁾.

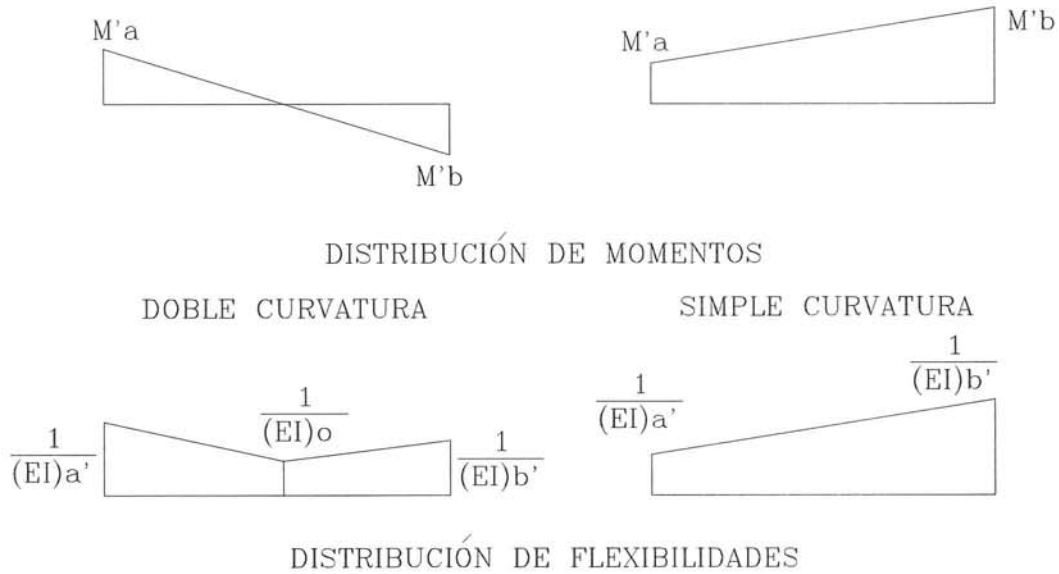


Figura 3.3 Modelo de inelasticidad extendida para los casos de doble y simple curvatura⁽²²⁾.

La solución de la integral de las ecuaciones expresadas por (3.2), para el caso de doble curvatura, resulta

$$f_{11} = \frac{1}{12(EI)_a} (6\alpha - 4\alpha^2 + \alpha^3) + \frac{1}{12(EI)_b} (1 - 3\alpha + 3\alpha^2 - \alpha^3) + \frac{1}{12(EI)_o} (3 - 3\alpha + \alpha^2) \quad (3.3)$$

$$f_{12} = f_{21} = \frac{1}{12(EI)_a} (-2\alpha^2 + \alpha^3) + \frac{1}{12(EI)_b} (-1 + \alpha + \alpha^2 - \alpha^3) + \frac{1}{12(EI)_o} (-1 - \alpha + \alpha^2) \quad (3.4)$$

$$f_{22} = \frac{1}{12(EI)_a} \alpha^3 + \frac{1}{12(EI)_b} (3 - \alpha - \alpha^2 - \alpha^3) + \frac{1}{12(EI)_o} (1 + \alpha + \alpha^2) \quad (3.5)$$

$$\alpha = \frac{\Delta M_a}{\Delta M_a + \Delta M_b} \quad (3.6)$$

La solución de la integral de las ecuaciones expresadas por (3.2), para el caso de simple curvatura resulta

$$f_{11} = \frac{1}{4(EI)_a} + \frac{1}{12(EI)_b} \quad (3.7)$$

$$f_{12} = f_{21} = -\frac{1}{12(EI)_a} - \frac{1}{12(EI)_b} \quad (3.8)$$

$$f_{22} = \frac{1}{12(EI)_a} + \frac{1}{4(EI)_b} \quad (3.9)$$

Todas estas ecuaciones se han calculado para el caso de flexión uniaxial y suponiendo una distribución lineal de momentos flectores. Esta distribución es válida únicamente para los casos en los cuales las cargas laterales son mucho mayores que las cargas verticales. La presencia de altas cargas verticales puede alterar en algo la distribución y, en ese caso, el elemento debe subdividirse en un número adecuado de sub-elementos, con el objeto de capturar dicho cambio de distribución⁽¹²⁾.

3.2.4 Matriz de rigidez de elementos viga, utilizando el modelo de inelasticidad extendida de Park *et al.*

A partir de un análisis geométrico y, considerando flexión uniaxial, pueden definirse las relaciones entre los momentos M_a y M_b y rotaciones θ_a y θ_b en los nudos, así como los correspondientes valores en las caras de las columnas (M'_a , M'_b , θ'_a y θ'_b), mediante la siguiente transformación matricial:

$$\begin{Bmatrix} M_a \\ M_b \end{Bmatrix} = [\bar{L}] = \begin{Bmatrix} M'_a \\ M'_b \end{Bmatrix} \quad (3.10)$$

$$\begin{Bmatrix} \theta'_a \\ \theta'_b \end{Bmatrix} = [\bar{L}]^T = \begin{Bmatrix} \theta_a \\ \theta_b \end{Bmatrix} \quad (3.11)$$

donde la matriz $[\bar{L}]$ puede obtenerse mediante

$$[\bar{L}] = \frac{1}{1 - \lambda_a - \lambda_b} \begin{bmatrix} 1 - \lambda_b & \lambda_a \\ \lambda_b & 1 - \lambda_a \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

Los valores de $\lambda_{a,b}$ están definidos en la figura 3.2. De esta forma, puede establecerse la ecuación que relaciona los momentos con las rotaciones, mediante la matriz de rigidez $[\mathbf{K}_s]$

$$\begin{Bmatrix} M_a \\ M_b \end{Bmatrix} = [\mathbf{K}_s] = \begin{Bmatrix} \theta_a \\ \theta_b \end{Bmatrix} \quad (3.13)$$

$$[\mathbf{K}_s] = [\bar{\mathbf{L}}] [\mathbf{k}'] [\mathbf{L}]^T \quad (3.14)$$

donde $[\mathbf{k}']$ es la inversa de la matriz de flexibilidad cuyos términos se definieron mediante la relación (3.2). Por otro lado, a partir del equilibrio de fuerzas se tiene que

$$\begin{Bmatrix} Y_a \\ M_a \\ Y_b \\ M_b \end{Bmatrix} = [\mathbf{R}_b] = \begin{Bmatrix} M_a \\ M_b \end{Bmatrix} \quad (3.15)$$

siendo $Y_{a,b}$ los cortantes en los extremos a y b de la viga, asociados a los desplazamientos $V_{a,b}$, como puede apreciarse en la figura 3.2. La matriz $[\mathbf{R}_b]$ se calcula mediante

$$[\mathbf{R}_b] = \begin{bmatrix} -1/L & -1/L \\ 1 & 0 \\ 1/L & 1/L \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

Por lo tanto, la ecuación del elemento viga que relaciona las acciones y las deformaciones puede expresarse de la siguiente forma:

$$\begin{Bmatrix} Y_a \\ M_a \\ Y_b \\ M_b \end{Bmatrix} = [\mathbf{K}_b] = \begin{Bmatrix} V_a \\ \theta_a \\ V_b \\ \theta_b \end{Bmatrix} \quad (3.17)$$

donde, finalmente, la matriz de rigidez del elemento se obtiene como

$$[\mathbf{K}_b] = [\mathbf{R}_b] [\mathbf{K}_s] [\mathbf{R}_b]^T \quad (3.18)$$

3.2.5 Matriz de rigidez de elementos columna, utilizando el modelo de inelasticidad extendida de Park *et al.*

Para los elementos columna la modelación uniaxial es similar a los elementos viga, únicamente añadiendo un grado de libertad adicional por nudo, que

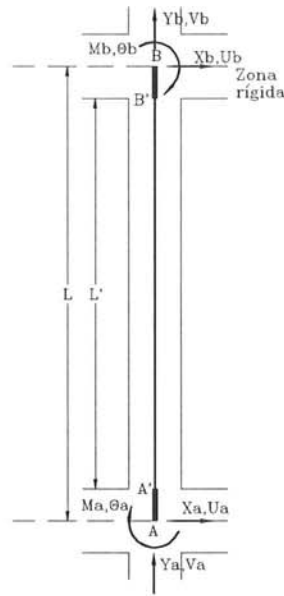


Figura 3.4 Grados de libertad de un elemento columna.

tome en cuenta los efectos de las deformaciones axiales. Las definiciones de dichos grados de libertad pueden observarse en la figura 3.4. A partir del equilibrio de fuerzas y de forma similar a la ecuación (3.15), puede escribirse

$$\begin{Bmatrix} X_a \\ M_a \\ X_b \\ M_b \end{Bmatrix} = [R_c] = \begin{Bmatrix} M_a \\ M_b \end{Bmatrix} \quad (3.19)$$

siendo $X_{a,b}$ los cortantes en los extremos a y b de la columna, asociados a los desplazamientos $U_{a,b}$. La matriz $[R_c]$ se calcula mediante

$$[R_c] = \begin{bmatrix} 1/L & 1/L \\ 1 & 0 \\ -1/L & -1/L \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

Por lo tanto, la ecuación del elemento columna que relaciona las acciones y las deformaciones, puede expresarse de la siguiente forma:

$$\begin{Bmatrix} X_a \\ M_a \\ X_b \\ M_b \end{Bmatrix} = [K_c] = \begin{Bmatrix} U_a \\ \theta_a \\ U_b \\ \theta_b \end{Bmatrix} \quad (3.21)$$

donde finalmente la matriz de rigidez del elemento se obtiene mediante

$$[K_c] = [R_c] [K_s] [R_c]^T \quad (3.22)$$

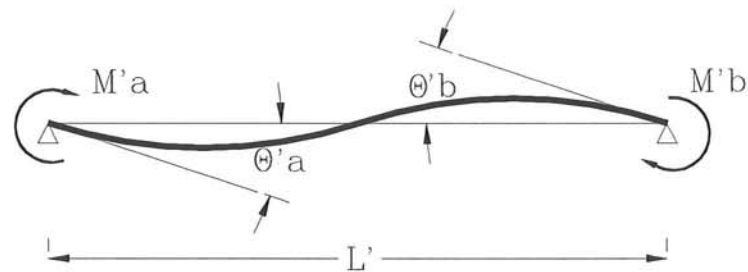
Si no se considera la interacción momento-carga axial, es decir, asumiendo un nivel de carga axial constante, puede desacoplarse fácilmente el grado de libertad axial, por lo que la relación fuerza-deformación resulta evaluada mediante

$$\begin{Bmatrix} Y_a \\ Y_b \end{Bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} V_a \\ V_b \end{Bmatrix} \quad (3.23)$$

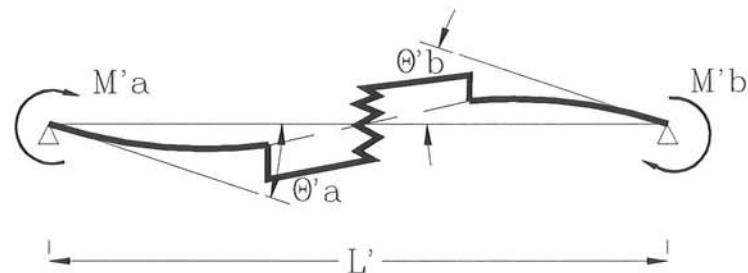
3.2.6 Acoplamiento de las deformaciones por flexión y cortante

Park *et al.*⁽²¹⁾, Kunnath *et al.*^(12,22) y Reinhorn y Kunnath⁽¹¹⁾ han propuesto acoplar los efectos del cortante en el elemento, en un sentido equivalente, suponiendo que dichos efectos actúan en serie con los efectos por flexión. Este acoplamiento puede observarse esquematizado en la figura 3.5. Se calcula entonces una rigidez equivalente del elemento, considerando la variación de la curvatura ϕ a lo largo del elemento y su influencia en la deformación por cortante δ_s , mediante la relación^(21,22)

$$\delta_s = \int_0^{L'} \phi \frac{x}{L'} x ds = \phi \frac{L'^2}{3} \quad (3.24)$$



(a) Resorte a flexión



(b) Resorte a cortante-flexión

Figura 3.5 Acoplamiento de deformaciones por flexión y cortante.

La relación entre δ_s y la rigidez por cortante k_s puede expresarse como

$$P = k_s \delta_s \quad (3.25)$$

siendo P el cortante actuante. Si se substituye (3.24) en (3.25), se multiplica por L' y se compara con las ecuaciones análogas de la forma $M = EI\phi$ que relacionan acciones con deformaciones, se obtiene que la rigidez por cortante $(EI)_s$ puede evaluarse mediante

$$(EI)_s = k_s \frac{L^3}{3} \quad (3.26)$$

donde k_s se expresa como

$$k_s = \frac{GA^*}{1.2L'} \quad (3.27)$$

siendo G el módulo de corte de la sección y A^* el área efectiva de la sección por cortante. Finalmente, la rigidez equivalente por cortante se acopla en serie a la rigidez por flexión $(EI)_f$, obteniéndose una rigidez equivalente del elemento $(EI)_{eq}$ mediante la siguiente expresión⁽²²⁾:

$$(EI)_{eq} = \frac{(EI)_s (EI)_f}{(EI)_s + (EI)_f} \quad (3.28)$$

3.2.7 Efectos de la flexibilidad de las losas en su plano

Las losas de piso cumplen dos funciones importantes en el comportamiento estructural de edificios: a) la transmisión de las cargas gravitatorias al sistema resistente, actuando como elemento en flexión fuera de su propio plano y b) distribuye las cargas laterales al sistema resistente, mediante acciones principalmente controladas por la rigidez en el plano de la losa, la cual actúa como un diafragma horizontal.

La mayoría de modelos no-lineales de edificios de hormigón armado existentes suponen que la losa tiene flexibilidad nula en su propio plano, permitiendo simplificar la solución y reducir considerablemente el número de grados de libertad de la estructura^(13,24). Dependiendo de la geometría y la tipología de la estructura, esta suposición puede o no ser una buena aproximación. Reinhorn *et al.*⁽¹³⁾ manifiestan que en estructuras aperticadas, el efecto de restricción que los pórticos producen en las rotaciones de la losa en su propio plano son despreciables y pueden ser ignoradas; no es éste el caso de los edificios con muros de cortante, en los cuales los muros pueden restringir dichas rotaciones, fenómeno que debe ser considerado en el análisis. En la misma referencia se propone un modelo de losa flexible, añadiendo dos grados de libertad adicionales en cada nodo (la rotación de la losa en su propio plano y el desplazamiento en la dirección de la carga lateral), el cual es aplicado al análisis de edificios de un solo piso, con relaciones longitud/ancho en planta de 4 y con muros de cortante en los vanos exteriores del edificio. Las conclusiones fueron que la suposición de

la losa infinitamente rígida subestimaba el cortante en la base en los pórticos interiores hasta en 8 y 10 veces⁽¹³⁾. Sin embargo, el edificio estudiado en la referencia (13) es uno de los ejemplos más críticos que pueden encontrarse, ya que el ubicar únicamente dos muros de cortante exteriores, el considerar losas flexibles y relaciones longitud/ancho grandes, inducen fuertes demandas en los pórticos interiores, que pueden sobrepasar los cortantes de diseño. Seguramente, el incluir muros de cortante interiores y el aumentar el número de pisos disminuiría la diferencia entre uno y otro modelo.

Otro trabajo interesante es el realizado por Saffarini y Qudaimat⁽²⁵⁾, quienes compararon los modelos con losas rígidas y flexibles, para 37 diferentes configuraciones de edificios, en planta y en elevación. Observaron que la relación H/L (altura del edificio/dimensión en planta) es un parámetro crítico; si H/L es menor a 0.15, los pórticos presentan cambios importantes en sus deformaciones, mientras que para relaciones mayores, el efecto de la flexibilidad de las losas es despreciable. También observaron que al aumentar el número de pisos en más de 4, así como también al aumentar el espesor de las losas, se reducía considerablemente el efecto de la flexibilidad de las mismas. Una comparación entre edificios aporticados y edificios con muros de cortante proporcionó la conclusión de que, para los primeros el efecto de la flexibilidad de las losas es menor del 1% en comparación con los modelos de losas indeformables, corroborando las conclusiones de Reinhorn *et al.*⁽¹³⁾.

Existen otros modelos para considerar la deformabilidad de las losas, tal como el propuesto por Shahrooz *et al.*⁽²⁶⁾. Sin embargo, los modelos histeréticos de las losas y la interacción entre la flexión en el plano y la flexión fuera del plano de las mismas, no ha sido suficientemente estudiada, siendo muy escasos los trabajos experimentales al respecto. Debido a estas razones y, además, debido a que en la presente investigación se analizan edificios aporticados cuya relación H/L suele ser mayor que el valor crítico encontrado en la referencia (25), no se considera la flexibilidad de las losas en su propio plano. Únicamente se consideran en la modelación estructural los anchos colaborantes de losas y su contribución a la resistencia de las vigas, (o como viga equivalente, en el caso de edificios con losas planas).

3.3 CALCULO DINÁMICO NO-LINEAL UTILIZADO

3.3.1 Método de solución de las ecuaciones dinámicas

En el presente trabajo se utilizó el método de Newmark para la solución de la ecuación del movimiento. Este esquema de tipo implícito es ampliamente utilizado, encontrándose en varias publicaciones de dinámica de estructuras como, por ejemplo, en las referencias (27-29). Únicamente se realizará un breve resumen del método a continuación.

La solución incremental de un sistema de ecuaciones involucra la siguiente ecuación de equilibrio:

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + \{R(u_t)\} = \{\Delta F(t)\} \quad (3.29)$$

donde $[M]$ es la matriz de masa, $[C]$ la matriz de amortiguamiento, $\{R(u_t)\}$ el vector de la fuerza de restitución al inicio del intervalo de tiempo, u es el desplazamiento relativo y $\{\Delta F(t)\}$ es el vector de cargas efectivas incrementales. La solución de la ecuación (3.29) se realiza utilizando el esquema de integración paso a paso de Newmark. Este esquema propone las ecuaciones en diferencias que expresan la velocidad $\{\dot{u}\}_{t+\Delta t}$ y el desplazamiento $\{u\}_{t+\Delta t}$ en el instante de tiempo $t + \Delta t$ de la forma

$$\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = \{\dot{u}\}_t + \Delta t[(1 - \gamma)\{\ddot{u}\}_t + \gamma\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}] \quad (3.30)$$

$$\{u\}_{t+\Delta t} = \{u\}_t + \Delta t\{\dot{u}\}_t + (\Delta t)^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \{\ddot{u}\}_t + \beta \{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} \right] \quad (3.31)$$

Para que el algoritmo de Newmark sea incondicionalmente estable, puede demostrarse que debe cumplirse los siguientes requisitos⁽²⁷⁾:

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \quad (3.32)$$

$$\beta \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \gamma \right)^2 \quad (3.33)$$

siendo los valores habitualmente utilizados de estos parámetros $\gamma = \frac{1}{2}$ y $\beta = \frac{1}{4}$, para los cuales el amortiguamiento artificial introducido por el algoritmo es nulo⁽²⁷⁾. La substitución de estos valores en las ecuaciones (3.30)-(3.31) y su posterior manipulación permiten expresar las siguientes relaciones incrementales de velocidad y aceleración:

$$\{\Delta \dot{u}\}_{t+\Delta t} = \frac{\Delta t}{2} \{\ddot{u}\}_t + \frac{2}{\Delta t} \{\Delta u\}_{t+\Delta t} - 2\{\dot{u}\}_t - \Delta t \{\ddot{u}\}_t \quad (3.34)$$

$$\{\Delta \ddot{u}\}_{t+\Delta t} = \frac{4}{(\Delta t)^2} \{\Delta u\}_{t+\Delta t} - \frac{4}{\Delta t} \{\dot{u}\}_t - 2\{\ddot{u}\}_t \quad (3.35)$$

Substituyendo estas últimas ecuaciones en la expresión del equilibrio dinámico (3.29), es posible resolverla para los desplazamientos incrementales en el paso de tiempo analizado, mediante

$$\{\Delta u\}_{t+\Delta t} = [K^*] \{\Delta F^*\}_{t+\Delta t} \quad (3.36)$$

donde $[K^*]$ y ΔF^* son las matrices de rigidez efectiva y el vector de cargas, respectivamente, evaluadas mediante

$$[K^*] = \frac{4}{(\Delta t)^2} [M] + \frac{2}{\Delta t} [C] + [K] \quad (3.37)$$

$$\{\Delta F^*\} = \{\Delta F\}_{t+\Delta t} + \left(\frac{4}{\Delta t} [M] + 2[C] \right) \{\dot{u}\}_t + 2[M]\{\ddot{u}\}_t \quad (3.38)$$

Una vez calculado el desplazamiento en el tiempo $t + \Delta t$, es posible calcular las aceleraciones y velocidades correspondientes, mediante la substitución directa de (3.36) en (3.34) y (3.35). La solución se calcula de manera incremental, suponiendo que las propiedades de la estructura no cambian durante el paso de tiempo analizado. Sin embargo, debido a la posibilidad de que las matrices de rigidez de algunos elementos de la estructura cambien durante algún paso del cálculo, la nueva configuración no satisface el equilibrio y, por lo tanto, es necesario realizar un procedimiento de corrección para minimizar el error. El proceso requiere un cálculo iterativo mostrado en la figura 3.6, calculando en cada iteración las fuerzas residuales con las rigideces anteriores y verificando el desbalance con la ley de fuerzas de restitución, provenientes del modelo histérico. Este procedimiento puede encontrarse apropiadamente descrito en la referencia (27).

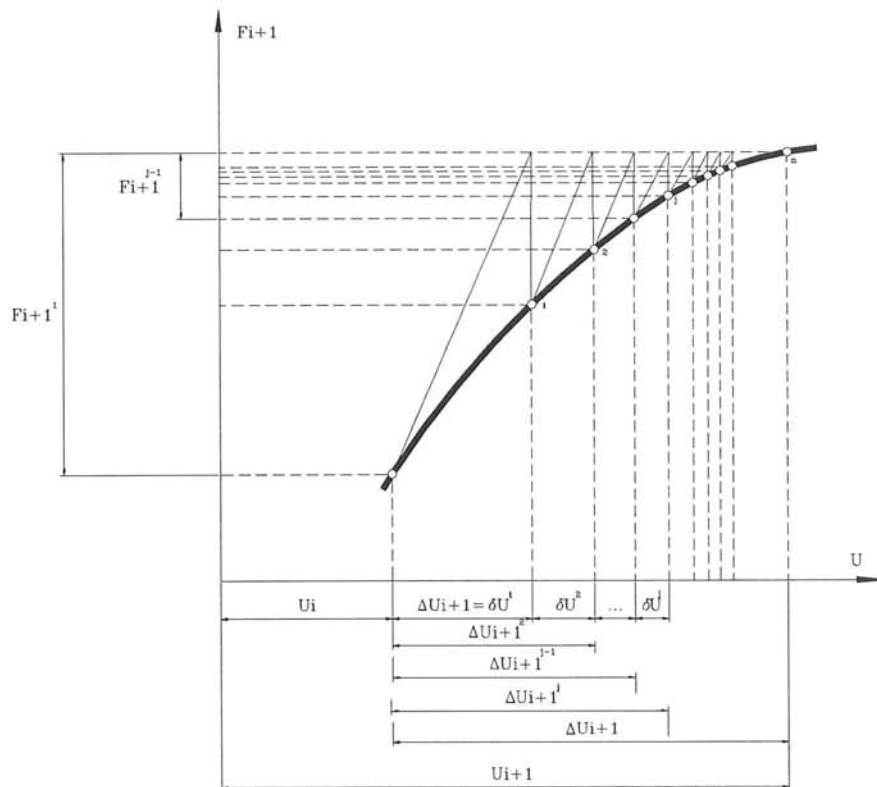


Figura 3.6 Método de corrección de las fuerzas residuales⁽²⁷⁾.

3.3.2 Método de análisis del efecto $P - \delta$

Los momentos de vuelco originados por el efecto $P - \delta$ pueden ser tomados en cuenta mediante un sistema equivalente de fuerzas, de tal manera que dichas fuerzas generen momentos de vuelco de igual magnitud que los generados por

la excentricidad de las cargas gravitatorias. Este método fue propuesto por Wilson y Habibullah⁽³⁰⁾. Considerando un elemento vertical típico entre dos pisos consecutivos, tal como el mostrado en la figura 3.7 y, tomando momentos respecto al piso más bajo, la ecuación de equilibrio se obtiene mediante

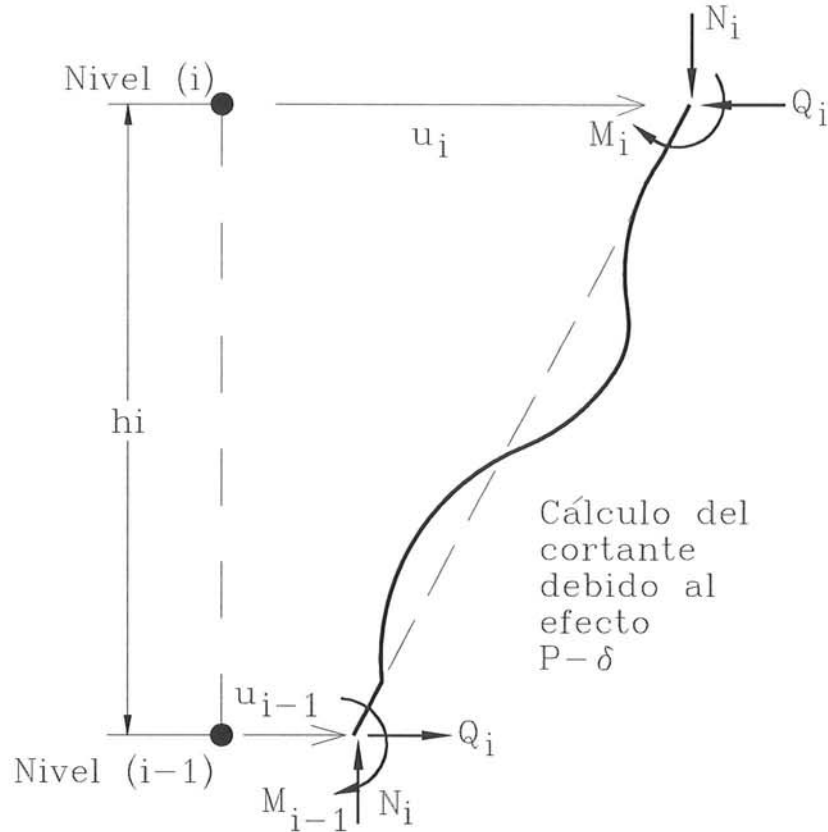


Figura 3.7 Cálculo del cortante debido al efecto $P-\delta$.

$$Q_i h_i - (M_i + M_{i-1}) - N_i(u_i - u_{i-1}) = 0 \quad (3.39)$$

y, considerando el equilibrio de las fuerzas cortantes adicionales debido a la excentricidad de cargas verticales en el piso i , se obtiene la siguiente expresión:

$$P_i = N_i \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} - N_{i+1} \frac{u_{i+1} - u_i}{h_i} \quad (3.40)$$

Estas ecuaciones pueden escribirse, para cada componente estructural, en la forma siguiente:

$$\{P^*\} = [K]_g \{\Delta u\} \quad (3.41)$$

donde $[K]_g$ es una matriz tridiagonal la cual se añade a la matriz de rigidez global antes del inicio del cálculo en el paso de tiempo siguiente.

3.4 SUBROUTINA DE ANÁLISIS NO-LINEAL UTILIZADA

Todos los procedimientos de discretización, modelación y cálculo utilizados en la presente investigación se resumen brevemente en los siguientes aspectos:

- a) La discretización de las estructuras sigue el método miembro a miembro, descrito en el apartado 3.2.1.
- b) El modelo de inelasticidad extendida se aplica a los elementos viga y columna, permitiendo calcular las matrices de rigidez de los miembros, para su posterior ensamblaje en la matriz de rigidez global, mediante el desarrollo presentado en el apartado 3.2.3. Se han considerado los efectos uniaxiales exclusivamente, ya que se efectuará un análisis en dos dimensiones de todos los pórticos de los edificios estudiados. Las deformaciones por cortante han sido consideradas en un sentido equivalente, e incluidas en la evaluación de la rigidez global. Los elementos vigas presentan dos grados de libertad por nudo, mientras que para los elementos columna se considera un grado de libertad axial adicional. Se considera nula la flexibilidad tanto de las losas en su propio plano, como de los nudos de la estructura.
- c) Las envolventes de los diagramas momento-curvatura de cada elemento estructural se obtienen, utilizando la integración de la sección transversal del elemento discretizado mediante el modelo de láminas, descrito en la referencia (8). Los modelos constitutivos del hormigón (modelo de Kent y Park) y del acero utilizados se describieron también en la mencionada referencia. La diferencia entre los elementos viga y los elementos columna es la carga axial, supuesta invariable en el análisis, pero considerada en la evaluación de la envolvente de los diagramas $M - \phi$. Por esta razón, antes de efectuar el análisis dinámico no-lineal de los edificios, es necesario efectuar un análisis estático bajo cargas verticales, con el objeto de estimar los esfuerzos axiales a los que están sometidas las columnas.
- d) El modelo histerético a aplicar es la variante al modelo histerético de Park *et al.*, tratado en las referencias (8,11-13,21-23).
- e) El método de análisis dinámico no-lineal es el β de Newmark, aplicando el procedimiento iterativo de corrección del desbalance de fuerzas, descrito en el apartado 3.3.1. El efecto $P - \delta$ se considera según el modelo descrito en el apartado 3.3.2.
- f) El modelo de daño estructural a aplicar utiliza el índice de daño de Park *et al.* modificado.

Todos los cálculos referentes a estos procedimientos de realizaron dentro de una subrutina basada en el programa "Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures - IDARC Vs. 3.1"⁽¹¹⁾, desarrollado por los equipos de investigación de los Profesores Andrei Reinhorn (State University of New York at Buffalo) y Sashi Kunnath (University of Central Florida) de los Estados Unidos. El mencionado programa es uno de los más utilizados por la comunidad científica⁽³¹⁾, siendo el producto de una investigación de más de 10 años. La

potencia y fiabilidad de sus versiones conocidas han sido ampliamente probadas, utilizando tres diferentes procedimientos. El primero, mediante la comparación de los resultados de la simulación teórica del comportamiento cíclico de innumerables elementos estructurales aislados, con los resultados obtenidos de manera experimental de los mismos elementos⁽¹¹⁻¹³⁾. El segundo, mediante la comparación de los resultados teóricos y experimentales del comportamiento sísmico de estructuras a escala reducida^(11-13,21-23). Finalmente, el tercer procedimiento es la comparación de los resultados teóricos de la respuesta y del daño estructural de edificios reales sometidos a terremotos fuertes, de los cuales se posee los registros, tanto del terremoto en campo libre como de la respuesta de varios pisos de las estructuras⁽³²⁻³⁴⁾. Otra ventaja indiscutible es, que utiliza modelos histeréticos y de daño estructural que han sido extensamente probados y calibrados mediante observación y experimentación. Por estos motivos se lo ha escogido y adaptado como una subrutina de cálculo, dentro de un gran programa de ordenador, el cual se describirá más adelante⁽³⁵⁾. Dicho programa contiene subrutinas adicionales que tienen que ver con tres aspectos fundamentales, relacionados con el comportamiento no-lineal de estructuras de hormigón armado no dúctiles y con la estimación del daño económico que pueden sufrir las mismas. Dichos aspectos se detallan a continuación.

3.5 CRITERIOS DE MODELACIÓN DEL COMPORTAMIENTO NO DÚCTIL DE EDIFICIOS APORTICADOS CON VIGAS

En la referencia (8) se ha enfatizado que la gran mayoría de los modelos de análisis lineal y no-lineal de estructuras existentes en la literatura consideran a los nudos viga-columna como infinitamente rígidos. Esta hipótesis puede suponerse válida, siempre y cuando todos los nudos de la estructura cumplan estrictamente todos los requisitos de diseño sismo-resistente especificados por las normativas actuales. Sin embargo, la gran mayoría de los edificios aporticados existentes no cumplen esta condición, por lo tanto, frente a un terremoto que exceda la capacidad elástica de la estructura, su comportamiento se verá afectado por las deformaciones y fallos que puedan ocasionarse en los nudos y, en el peor de los casos, dichos fallos pueden generar un mecanismo de colapso. El incumplimiento de los requisitos sismo-resistentes mencionados provoca que la estructura presente algunos —o todos— los problemas de comportamiento no dúctil, descritos ampliamente en la mencionada referencia. Siendo uno de los objetivos de esta investigación el estudio de la vulnerabilidad de edificios existentes, en los cuales se presume que puede presentarse este tipo de comportamiento deficiente, es necesario elaborar subrutinas de cálculo a fin de evaluar con mejor precisión los niveles de daño esperados en los edificios a estudiarse.

Los diferentes problemas relacionados con el comportamiento de estructuras con detalles no dúctiles fueron descritos en la referencia (8). A continuación se presenta las estrategias que se utilizaron para su modelación.

3.5.1 Modelación de la discontinuidad del refuerzo positivo de vigas

La discontinuidad del refuerzo positivo de las vigas en los nudos es una de las características típicas del diseño de edificios bajo carga vertical exclusivamente.

Sin embargo, este deficiente detallamiento puede encontrarse también en edificios en cuyo análisis original se consideraron cargas laterales, pero en cuyo diseño no se aplicaron requisitos adecuados de detallamiento sismo-resistente. Cuando tales edificios se someten a cargas sísmicas de gran magnitud, sus vigas no alcanzan a desarrollar su capacidad cedente debido a la insuficiencia de adherencia entre el refuerzo positivo de las vigas y el hormigón del nudo, lo cual no permite el desarrollo de dicho refuerzo. Este fenómeno provoca el deslizamiento gradual del refuerzo a través del nudo, hasta que se alcanza el desprendimiento de la varilla (efecto *pullout*)⁽³⁶⁻³⁸⁾, tal como puede observarse en la figura 3.8.

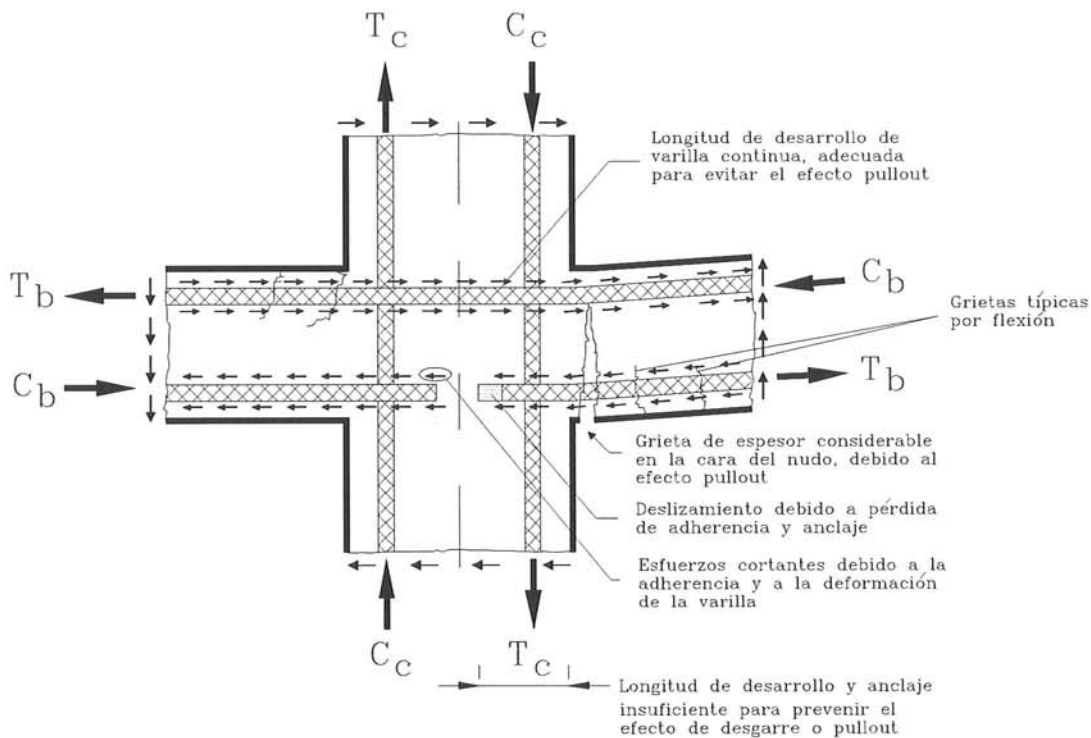


Figura 3.8 Desprendimiento ("pullout") del refuerzo positivo discontinuo en vigas⁽³⁶⁾.

La acción de rótula plástica en las vigas causará grandes deformaciones y una pérdida súbita de la capacidad de carga⁽³⁹⁻⁴¹⁾, ya que los incrementos en los momentos flectores después de iniciado el deslizamiento son contrarrestados por la sección transversal mediante la traslación del eje neutro, lo cual provoca la disminución del bloque de hormigón en compresión, el aumento de los esfuerzos y deformaciones, hasta llegar al aplastamiento del hormigón en la fibra extrema, todo lo cual reduce de manera rápida la capacidad del elemento. Este comportamiento se corrobora con las observaciones experimentales, en las cuales se ha podido comprobar que una viga que experimenta el deslizamiento del refuerzo se comporta inicialmente como una viga en el estado de cedencia por flexión, con una significativa diferencia: aquella que sufre los deslizamientos del refuerzo presenta un rápido debilitamiento y una caída del ciclo de histéresis conforme aumenta el número de ciclos de carga. Adicionalmente, los efectos de degradación de la rigidez y deterioro de la adherencia se magnifican y, eventualmente, después

de algunos ciclos de carga, la capacidad de la sección se reduce a prácticamente cero.

La longitud de desarrollo l_{db} requerida para una varilla en flexión puede estimarse a partir de las recomendaciones del comité ACI 318-89, mediante⁽⁴²⁾

$$l_{db} = 0.04 A_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.42)$$

pero no menor que

$$l_{db} = 0.0004 d_b f_y \quad (3.43)$$

donde A_b y d_b es el área y el diámetro de la varilla, respectivamente, f_y es el esfuerzo de fluencia de dicha varilla y f'_c es el esfuerzo a compresión del hormigón. Las unidades con las que trabajan las ecuaciones anteriores son plg. y psi. Hoffman *et al.*⁽³⁶⁾ proponen que la capacidad equivalente a flexión de un elemento propenso a sufrir deslizamiento del refuerzo positivo discontinuo está basada en la fuerza de fluencia del área efectiva del acero en tracción A_{efec} , suponiendo que dicha área efectiva es igual a la relación entre la longitud embebida disponible l_{emb} y la longitud de desarrollo, multiplicada por el área real del refuerzo A_s , es decir

$$A_{efec} = \frac{l_{emb}}{l_{db}} A_s \quad (3.44)$$

Por consiguiente, la capacidad a flexión debida al efecto de desprendimiento del refuerzo positivo puede calcularse de manera usual, utilizando el área efectiva. Se ha observado que, para vigas T típicas propensas a sufrir deslizamientos por adherencia a flexión positiva, el momento al inicio del deslizamiento es aproximadamente igual a la relación entre l_{emb} y l_{db} , multiplicada por la capacidad a la cedencia de la sección, es decir

$$M_{desl} = \frac{l_{emb}}{l_{db}} M_y \quad (3.45)$$

En resumen, para modelar el comportamiento de un elemento propenso a sufrir deslizamientos por adherencia, es necesario modificar su resistencia a la fluencia del acero, bajo flexión positiva únicamente. Este criterio es el utilizado en el presente trabajo. Finalmente, cabe mencionar que las anteriores ecuaciones de longitudes de desarrollo y anclaje proporcionadas por el comité ACI 318-89 están planteadas para varillas rectas, sin gancho de anclaje en sus extremos, el cual, de encontrarse presente, necesita algunas variantes en dichas ecuaciones. Las variantes mencionadas pueden encontrarse descritas en las mismas normativas propuestas por el comité ACI.

No obstante, como se ha podido observar en las respuestas histeréticas de modelos experimentales de este tipo de conexiones, los fenómenos de reducción de rigidez y resistencia, así como los del efecto *pinching*, se vuelven más severos y, por lo tanto, el modelo histerético que se utilice debe ser capaz de representar este comportamiento deficiente. Los experimentos realizados recientemente por

Kunnath *et al.*^(37,40) sobre modelos de conexiones que presentan refuerzo positivo discontinuo en las vigas, han permitido calibrar los parámetros del modelo histérico de Park *et al.*, obteniendo que los valores que mejor se ajustaban a los resultados son: $HC = 2.0$, $HBD = 0.10$ y $HS = 0.50$, valores que son utilizados en el presente trabajo, cuando los elementos en cuestión de los edificios investigados presenten las condiciones aquí analizadas.

3.5.2 Modelación de la capacidad a cortante de un nudo sin detallamiento sismo-resistente

La característica común de los edificios con detallamiento deficiente de los nudos es la falta de refuerzo transversal en los mismos. Es muy conocido el hecho de que el refuerzo longitudinal de las vigas que atraviezan el nudo es ineficiente para resistir los esfuerzos de cortante que se producen, cuando la estructura se encuentra sometida a cargas sísmicas severas y, por esta razón, todos los modelos existentes lo desprecian. Una vez que la capacidad a cortante del hormigón del nudo es excedida, la falta de un mecanismo apropiado de resistencia al cortante provoca la ocurrencia de fallos frágiles. La escuela neozelandesa de diseño sismo-resistente manifiesta que, incluso las estructuras diseñadas siguiendo todos los requisitos actuales especificados por el comité ACI 318-89 presentan, a menudo, una capacidad a cortante del nudo insuficiente⁽⁴³⁾. Las provisiones de dicho comité, de continuar los estribos de las columnas en los nudos, están dirigidas a proporcionar un confinamiento mínimo a la conexión; sin embargo, es necesario proporcionar un refuerzo resistente adicional por cortante. La figura 3.9 ilustra un fallo por cortante que se produce cuando el refuerzo transversal es insuficiente para resistir grandes fuerzas cortantes, inducidas por la transmisión de las fuerzas axiales generadas, tanto en el refuerzo como en el hormigón. Este tipo de fallo ha sido observado experimentalmente y se ha comprobado que no permite que las vigas y las columnas que llegan a la conexión alcancen su capacidad cedente^(36,37). En otras palabras, el fallo del nudo por cortante conduce a la formación de rótulas en todos los elementos que llegan a él, provocando una redistribución de las cargas laterales hacia otros puntos de la estructura. Este es uno de los típicos fallos observados en las estructuras sometidas a terremotos severos.

Gracias a la interacción interna de los agregados, el hormigón puede ser capaz, hasta cierto límite, de transferir a través del nudo las fuerzas axiales longitudinales en forma de fuerzas cortantes, aún sin la presencia de refuerzo lateral. Sin embargo, debido al efecto de las cargas cíclicas, la resistencia y la rigidez de los nudos se deteriora muy rápidamente. La existencia de refuerzo lateral, incluso en una pequeña cuantía tal que no impida la formación de una rótula plástica, restringe el tamaño de las grietas por cortante, permitiendo al nudo mantener, hasta cierto punto, su resistencia a cortante original y deteniendo el rápido deterioro de su rigidez. Por lo tanto, si se desea modelar el comportamiento de una conexión con escaso o ningún refuerzo lateral, es necesario tomar en cuenta este aspecto.

Hoffman *et al.*⁽³⁶⁾ y Kunnath *et al.*^(37,40) han propuesto recientemente que, para evitar la dificultad de modelar el complejo comportamiento de una conexión deficientemente detallada, pueden modificarse las propiedades a flexión de los miembros estructurales que llegan al nudo, reflejando con ello la capacidad de la

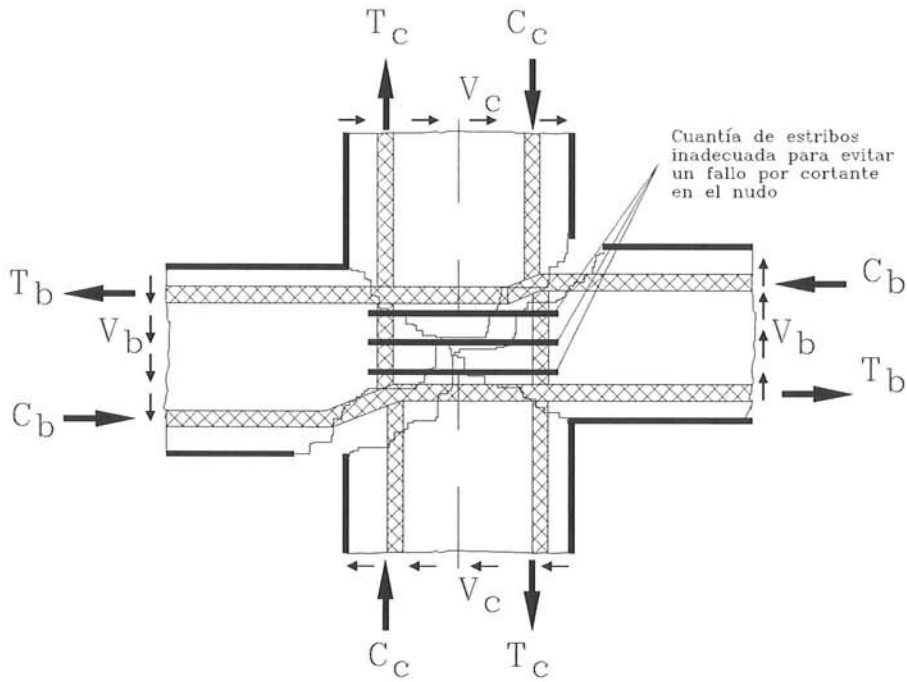


Figura 3.9 Fallo por cortante en nudos con refuerzo lateral insuficiente⁽³⁶⁾.

conexión. Mediante la comparación de los resultados obtenidos a partir de varias pruebas experimentales, con los resultados de la modelación teórica utilizando la estrategia descrita, los mencionados autores han obtenido excelentes resultados. Esta estrategia se ha aplicado en el presente trabajo.

En resumen, lo que se propone es reducir la capacidad flectora de los elementos estructurales que llegan a la conexión, para representar el momento que induciría un cortante en el nudo exactamente igual al que proporcionaría su capacidad real a cortante. Para obtener las ecuaciones que permitan calcular el procedimiento propuesto, es necesario analizar tanto el equilibrio como la resistencia de los elementos y la conexión, lo cual se realiza a continuación con la ayuda de las figuras 3.10 y 3.11⁽⁴³⁻⁴⁶⁾.

La figura 3.10a ilustra el diagrama de cuerpo libre de una conexión interior cuyos extremos son los puntos de inflexión, mientras que la figura 3.10b presenta el equilibrio de una columna interior con los momentos flectores de las vigas representados mediante sus componentes axiales. De esta última figura puede establecerse que la condición de equilibrio horizontal responde a la ecuación

$$V_{jh} = C_b + T_b - V_c \quad (3.46)$$

donde V_{jh} es el cortante horizontal en el nudo; además

$$C_b = T_b = \frac{M_b}{Z_b} \quad (3.47)$$

siendo C_b y T_b las tracciones y compresiones en la viga, V_c el cortante en la columna y $Z_{b,c}$ los brazos de momento resistente interno de la viga y de la

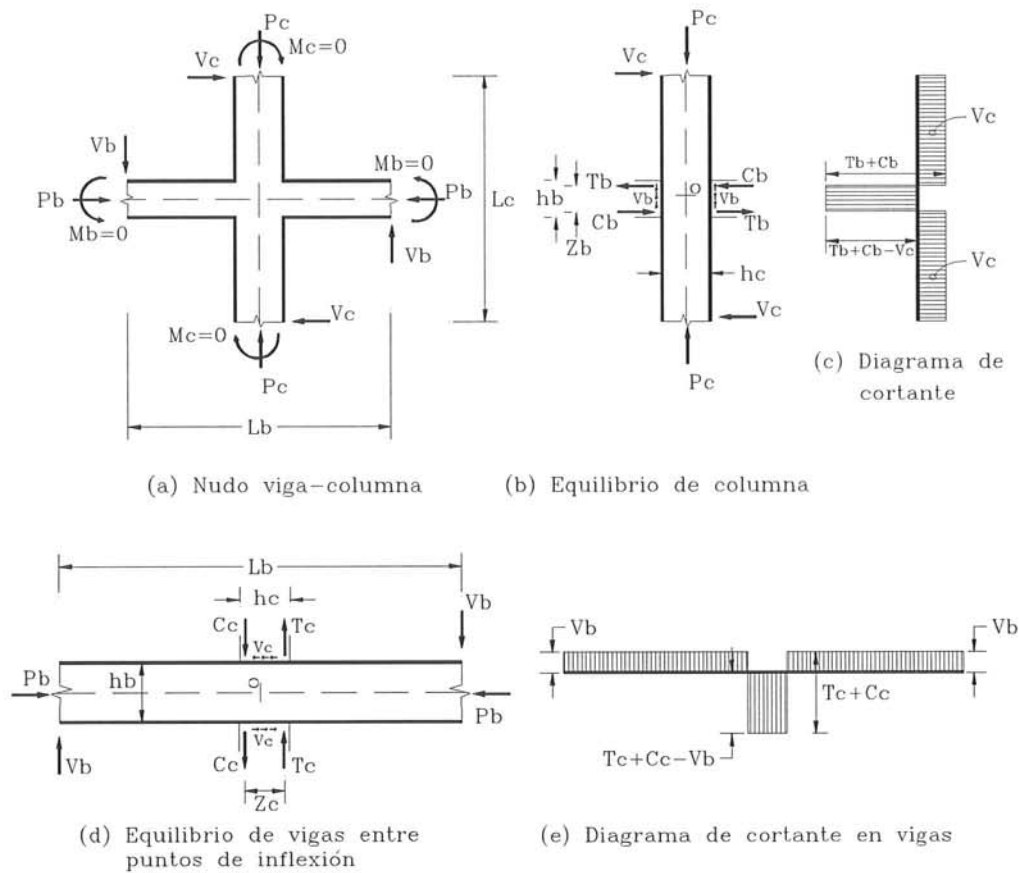


Figura 3.10 Diagramas de cuerpo libre y condiciones de equilibrio de elementos viga y columna, que llegan a una conexión interior^(43,44).

columna, respectivamente. Realizando la sumatoria de momentos de la figura 3.10a y, expresando el cortante de vigas en términos de su momento flector equivalente M_b , se tiene que

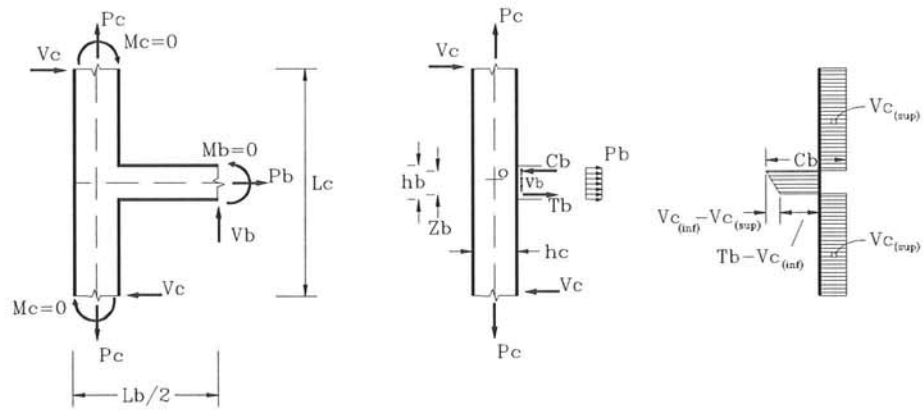
$$V_c = V_b \frac{L_b}{L_c} = \frac{M_b}{\frac{(L_b - h_c)}{2}} \frac{L_b}{L_c} = \frac{2M_b}{L_c \left(1 - \frac{h_c}{L_b}\right)} \quad (3.48)$$

Las dimensiones utilizadas en la ecuación (3.48) se encuentran ilustradas en la figura 3.10. Substituyendo (3.48) en (3.46), se tiene que

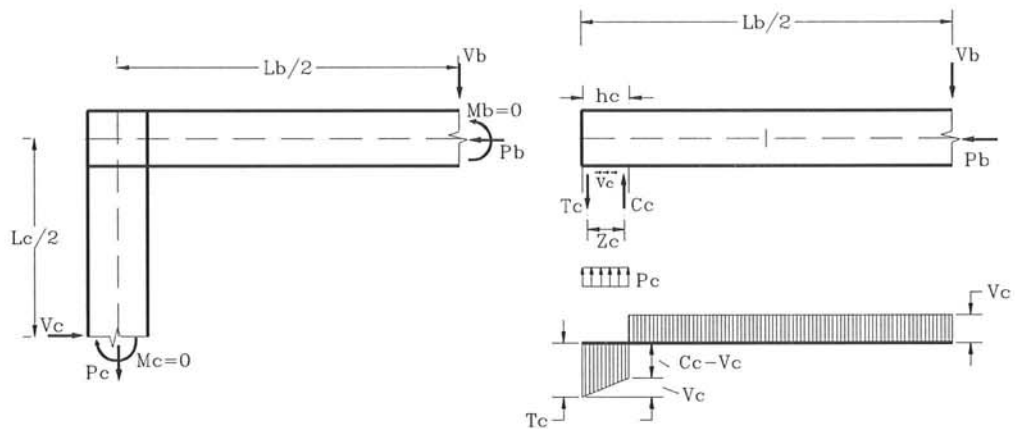
$$V_{jh} = \frac{2M_b}{Z_b} - \frac{2M_b}{L_c \left(1 - \frac{h_c}{L_b}\right)} \quad (3.49)$$

Si se define el término $(V_{jh})_u$ como la capacidad a cortante horizontal del nudo y, resolviendo para el momento flector límite permisible para que la viga impida el fallo en el nudo, se obtiene que

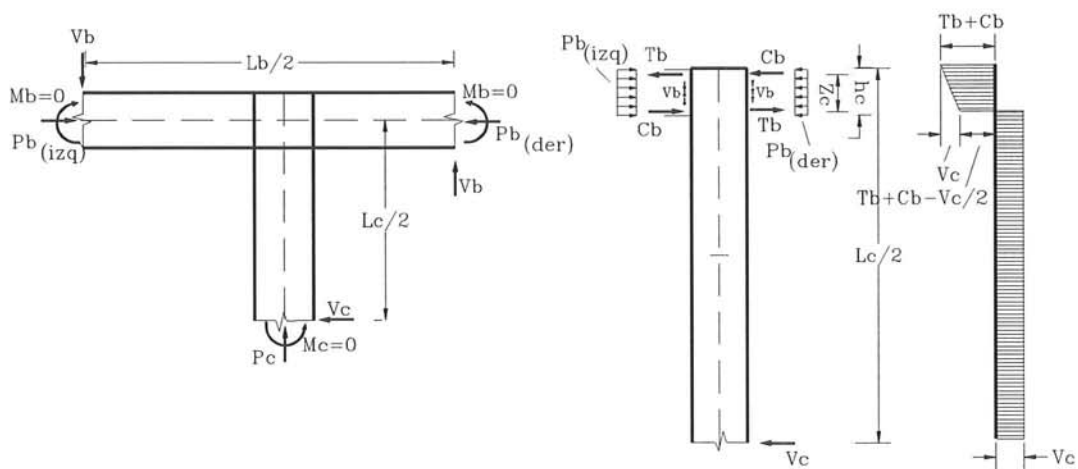
$$M_b \leq \frac{(V_{jh})_u}{2 \left(\frac{1}{Z_b} - \frac{1}{L_c \left(1 - \frac{h_c}{L_b}\right)} \right)} \quad (3.50)$$



(a) Equilibrio de nudo viga-columna exterior



(b) Equilibrio de nudo viga-columna esquinero superior



(c) Equilibrio de nudo viga-columna interior superior

Figura 3.11 Diagramas de cuerpo libre y condiciones de equilibrio de elementos viga y columna, que llegan a una conexión exterior^(43,44).

De manera similar, la figura 3.10d presenta el diagrama de cuerpo libre de una viga con los momentos flectores de la columna representados por sus componentes axiales. El equilibrio de la figura 3.10d en la dirección vertical se expresa mediante

$$V_{jv} = C_c + T_c - V_b \quad (3.51)$$

siendo V_{jv} el cortante vertical del nudo. Nuevamente, la sumatoria de momentos de la figura 3.10d alrededor del punto O y, expresado en función de los cortantes de la columna, proporciona un momento flector equivalente de la columna M_c mediante

$$V_b = V_c \frac{L_c}{L_b} = \frac{M_c}{\frac{(L_c - h_b)}{2}} \frac{L_c}{L_b} = \frac{2M_c}{L_b \left(1 - \frac{h_b}{L_c}\right)} \quad (3.52)$$

y, substituyendo en la anterior ecuación resulta

$$V_{jv} = \frac{2M_c}{Z_c} - \frac{2M_c}{L_b \left(1 - \frac{h_b}{L_c}\right)} \quad (3.53)$$

Por lo tanto, definiendo $(V_{jv})_u$ como la capacidad a cortante vertical del nudo y, resolviendo para el momento flector límite de la columna que evita el fallo de la conexión, se obtiene

$$M_c \leq \frac{(V_{jv})_u}{2 \left(\frac{1}{Z_c} - \frac{1}{L_b \left(1 - \frac{h_b}{L_c}\right)} \right)} \quad (3.54)$$

Todas estas ecuaciones puede plantearse y resolverse para todas las conexiones de todos los pisos de una estructura, sean éstas interiores, exteriores o esquineras. Para facilitar su presentación, se definen a continuación las siguientes constantes:

$$A = \frac{M_b}{Z_b} \quad (3.55)$$

$$B = \frac{M_b}{L_c \left(1 - \frac{h_c}{L_b}\right)} \quad (3.56)$$

$$C = \frac{M_c}{Z_c} \quad (3.57)$$

$$D = \frac{M_c}{L_b \left(1 - \frac{h_b}{L_c}\right)} \quad (3.58)$$

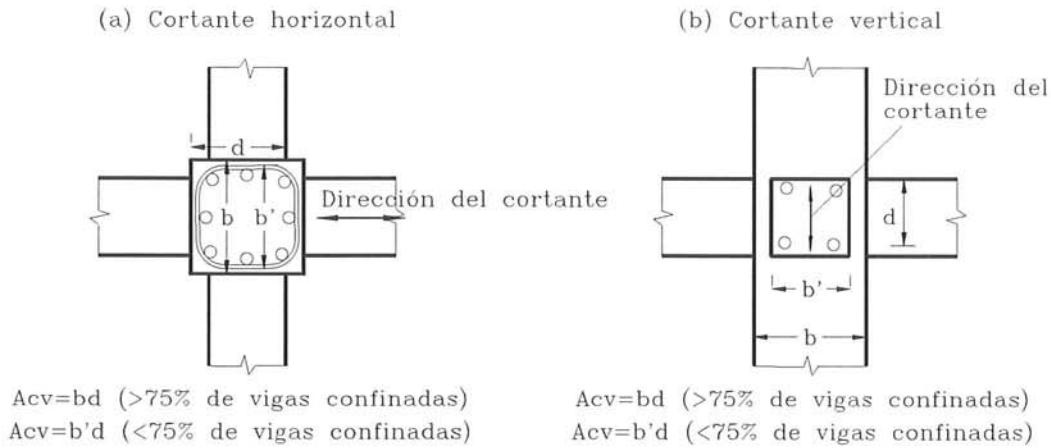


Figura 3.12 Determinación del área efectiva a cortante⁽³⁶⁾.

De este modo, las ecuaciones de los cortantes actuantes en el nudo, verticales y horizontales, para diferentes tipos de conexiones, son

a) en nudos interiores

$$V_{jh} = 2(A - B) ; V_{jv} = 2(C - D) \quad (3.59)$$

b) en nudos exteriores

$$V_{jh} = A - B ; V_{jv} = 2C - D \quad (3.60)$$

c) en nudos interiores, del piso superior

$$V_{jh} = 2A - B ; V_{jv} = C - D \quad (3.61)$$

d) en nudos exteriores, del piso superior

$$V_{jh} = A - \frac{B}{2} ; V_{jv} = C - \frac{D}{2} \quad (3.62)$$

Un análisis de estas ecuaciones permite concluir, que el máximo cortante horizontal inducido que puede ocurrir en el nudo se produce cuando se presenta un mecanismo de traslación de vigas, mientras que el máximo cortante inducido vertical ocurre con la aparición de un mecanismo de traslación de columnas. Una vez analizados los valores de las fuerzas cortantes asociadas a la estrategia de modelación mencionada, es necesario evaluar la capacidad a cortante del nudo mismo. Las recomendaciones del comité ACI 318-89⁽⁴²⁾ estiman dicha capacidad en base a la resistencia del hormigón exclusivamente, sin estimar el efecto de la carga axial ni la cuantía de refuerzo existente en la conexión. Únicamente, el comité sugiere como capacidad límite la relación

$$V_j = 20\sqrt{f'_c} A_{cv} \quad (3.63)$$

siendo A_{cv} el área mínima de la sección transversal de la conexión en un plano paralelo al eje del refuerzo que genera la fuerza cortante; el cálculo de A_{cv} puede deducirse a partir de la figura 3.12. Las unidades de la ecuación (3.63) para f'_c y para A_{cv} son lb/plg² y plg², respectivamente.

Por otro lado, las recomendaciones del comité ACI-ASCE 352⁽⁴⁷⁾ utilizan un criterio similar, proponiendo que la resistencia a cortante del nudo se evalúa mediante

$$V_j = \gamma \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad (3.64)$$

donde los valores de γ dependen del tipo de conexión, interior, exterior o esquinero, tomando valores de 20, 15 y 12, respectivamente. Esta recomendación se basa en los trabajos experimentales de Meinheit y Jirsa⁽⁴⁸⁾, los cuales fueron parcialmente considerados por el comité ACI 318-89. Sin embargo, se ha observado experimentalmente que, en edificios cuyas conexiones no poseen detallamientos sismo-resistentes presentan valores de γ más pequeños^(39,41,45), lo cual parece lógico, ya que las recomendaciones del comité 352 son aplicables para conexiones diseñadas adecuadamente. Nuevamente, el efecto de la carga axial y del refuerzo lateral existente no se consideran.

Debido a los propósitos de esta investigación, es necesario realizar una estimación adecuada de la capacidad a cortante de una conexión, incluyendo los efectos de la carga axial y del nivel de refuerzo transversal. Por ello, se han utilizado las recomendaciones del comité ACI-ASCE 352-76⁽⁴⁹⁾, muy parecidas al procedimiento de evaluación propuesto por Priestley y Calvi⁽⁵⁰⁾. Estas recomendaciones son conceptualmente diferentes a las mencionadas anteriormente, ya que evalúan la contribución del hormigón y del acero de refuerzo, separadamente. La capacidad a cortante del hormigón puede evaluarse mediante

$$V_j = 3.5\beta\gamma\sqrt{f'_c\left(1 + 0.002\frac{N_u}{A_g}\right)} A_{cv} \quad (3.65)$$

donde N_u es la carga axial transmitida al nudo, A_g es el área total resistente a carga gravitatoria del nudo, β es un factor unitario para el caso de edificios cuyo diseño considera cargas laterales y γ toma valores entre 1.0 y 1.4, dependiendo de la posición del nudo en el edificio (interior, exterior o esquinero), es decir, del nivel de confinamiento que le proporcionan las vigas y columnas que llegan al mismo. El significado de A_{cv} y las unidades son las mismas que las anteriores ecuaciones.

Por otro lado, la contribución del refuerzo a cortante horizontal puede estimarse de manera usual, tal como lo sugiere el comité ACI 318, mediante

$$V_{sh} = \frac{A_{sh}F_y(\sin\alpha + \cos\alpha)d}{s} \quad (3.66)$$

o simplemente como

$$V_{sh} = \sum A_{sh}F_y(\sin\alpha + \cos\alpha) \quad (3.67)$$

donde A_{sh} es el área del acero de refuerzo por cortante horizontal, F_y es el esfuerzo de fluencia de dicho refuerzo, α es el ángulo de inclinación de los estribos, s el espaciamiento entre los estribos y d el peralte efectivo de la sección en la dirección del cortante, descrito en la figura 3.12. En lugar del valor de F_y de

la ecuación anterior, podría utilizarse el valor de la resistencia última del acero, cuyo valor es aproximadamente 1.25 veces el correspondiente a la fluencia; así mismo, puede también revisarse que el cortante resistente proporcionado por el refuerzo no exceda los límites permisibles usuales, especificados por el mismo comité. Sin embargo, los estudios realizados por Paulay *et al.*⁽⁵¹⁾ han sugerido que esta capacidad a cortante proporcionada por el acero no es efectiva, a menos que se provea de un suficiente refuerzo lateral a cortante vertical. Como se ha mencionado anteriormente, el refuerzo vertical puede ser suministrado por las varillas de la columna, siempre y cuando la capacidad a flexión de dicha columna no se desarrolle totalmente⁽⁵²⁾. Así mismo, Priestley y Calvi⁽⁵⁰⁾ manifiestan que no es del todo evidente que la capacidad total del nudo sea una suma de la contribución del hormigón y del acero de refuerzo, sugiriendo que se utilice, de manera conservadora, como capacidad máxima resistente de un nudo la máxima provista por el hormigón o por el acero.

En la presente investigación se ha aplicado el criterio de que, si las columnas no han desarrollado su capacidad máxima, la capacidad total del nudo es la suma de las capacidades proveídas por el hormigón y por el acero de refuerzo horizontal, si es que se encuentra presente.

Finalmente, el efecto del deterioro de la rigidez, reducción de la resistencia, así como el efecto *pinching* que sufren las conexiones con deficiencia en la resistencia de los nudos, puede representarse mediante la variación de los parámetros del modelo histerético, al igual que en el caso del apartado anterior. Los valores obtenidos ajustando dicho modelo a los resultados experimentales de las pruebas realizadas por Kunnath *et al.*^(37,40), son: $HC = 1.5$, $HBD = 0.15$ y $HS = 0.50$. Sin embargo, cuando se presentan simultáneamente los fenómenos de discontinuidad del refuerzo positivo de vigas y de falta de resistencia del nudo, los valores de los parámetros histeréticos ajustados a los resultados experimentales son: $HC = 1.5$, $HBD = 0.15$ y $HS = 0.30$.

3.6 CRITERIOS DE MODELACIÓN DEL COMPORTAMIENTO NO DÚCTIL DE EDIFICIOS CON LOSAS PLANAS

Los diferentes problemas relacionados con el comportamiento de estructuras cuyo esquema resistente carece de vigas fueron descritos en la referencia (8). Claramente, uno de los principales problemas es la debilidad a cortante de las conexiones losa-columna, que provoca fallos por punzonamiento. La manera de evaluar la resistencia de este tipo de conexiones se puede encontrar en muchas referencias, e incluso se encuentran normadas por los comités ACI 318-89⁽⁴²⁾ y ACI-ASCE 352^(53,54). Las recomendaciones de dichos comités se basan en experimentos realizados sobre conexiones adecuadamente detalladas. Consecuentemente, la existencia de datos experimentales acerca de la resistencia de conexiones losa-columna con detalles no dúctiles es casi inexistente^(55,56) y, por lo tanto, en este tipo de conexiones se centrará el estudio en la presente investigación.

Todos los problemas relacionados con la discontinuidad del refuerzo positivo que se presentan en las estructuras con vigas pésimamente detalladas, se presentan también en las estructuras con losas planas que poseen deficiencias en

su armado, ya que una parte de la losa actúa como viga equivalente⁽⁸⁾. Por lo tanto, el problema de la discontinuidad del refuerzo se lo ha enfrentado en esta investigación, de la misma manera que en el caso de las estructuras aporticadas con vigas. A continuación se presenta la estrategia de modelación de la resistencia a cortante de la conexión.

3.6.1 Modelación de la capacidad a cortante de una conexión interior losa-columna

Las pruebas experimentales han demostrado que la transferencia de momentos ocurre principalmente en la cara de la columna sujeta a momentos negativos, con el acero de refuerzo superior de la losa en tracción. En la cara opuesta de la columna, la losa está sujeta a momentos positivos y, si no presenta refuerzo positivo, su capacidad de transferencia por cortante se reduce simplemente a su resistencia al agrietamiento. Si existe refuerzo positivo, éste incrementará su capacidad, siempre que posea unas adecuadas longitudes de desarrollo y de anclaje.

Dependiendo de la magnitud de la carga vertical, las grietas a flexión bajo momentos positivos ocurren a distancias comprendidas entre $0.25d$ y d , medidas desde la cara del apoyo, siendo d el peralte efectivo de la losa. La presencia de dicho agrietamiento reducirá el área efectiva disponible para hacer frente al cortante en esa cara. Consecuentemente, la mayor parte del cortante y de los momentos en las conexiones interiores se transfiere a través de las tres caras restantes de la zona crítica de la losa.

Durrani *et al.*⁽⁵⁵⁾ y Durrani y Du⁽⁵⁶⁾ han propuesto recientemente un modelo de cortante, suponiendo que: 1) el agrietamiento por flexión en la parte inferior de la losa ocurre a una distancia igual a $d/2$ de la cara de la columna y 2) la capacidad a corte y flexión de la losa agrietada bajo flexión positiva es despreciable. Este modelo puede representarse mediante la figura 3.13, en la cual puede observarse la sección crítica modificada de la losa, considerando fijas las tres caras de dicha sección y la restante, es decir la cara de la losa bajo momentos positivos, como una articulación. Este modelo ha sido el aplicado en el presente trabajo.

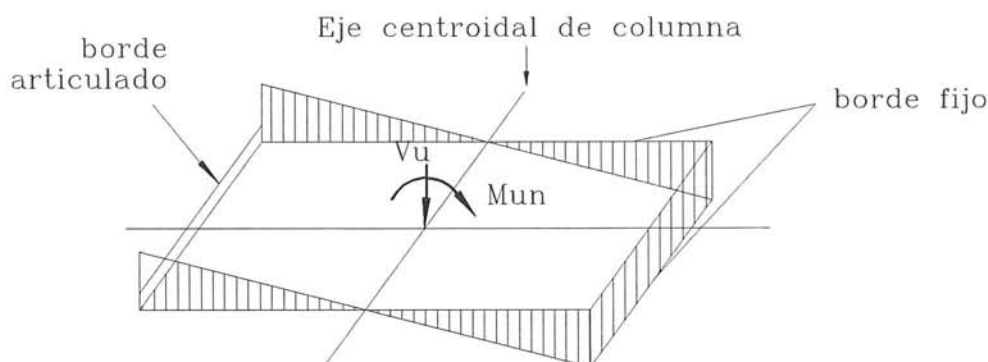


Figura 3.13 Distribución de los esfuerzos cortantes con un lado de la sección crítica de la losa considerada una articulación⁽⁵⁶⁾.

En la referencia (56) se ha realizado un análisis de placa del modelo propuesto, utilizando elementos finitos y considerando las condiciones de borde descritas, aplicando tanto cargas verticales como momentos flectores desbalanceados en el centroide del modelo. Los resultados indicaron que únicamente el 8% del cortante directo y el 7% del cortante inducido por la flexión se transfiere a través de la cara articulada del modelo. Por lo tanto, puede plantearse conservadoramente que el cortante y el momento transferido en la sección de la losa agrietada y sujeta a flexión positiva pueden ser despreciadas. Puede, por tanto aplicarse ahora la teoría usualmente utilizada para evaluar la resistencia de la conexión losa-columna.

Debido a todas las consideraciones anteriores, para el caso de conexiones con detallamientos no dúctiles y, más específicamente, con ausencia de refuerzo o con cuantías muy pequeñas de armadura positiva de losa, las propiedades geométricas de la sección crítica de las conexiones interiores se parecen a las especificadas por el comité ACI 318-89 para conexiones exteriores⁽⁵⁶⁾. Esta observación ya había sido anteriormente planteada por Vecchio y Collins⁽⁵⁷⁾. Por consiguiente, el área de la sección crítica A_c se evalúa mediante

$$A_c = d[2(c_1 + d/2) + (c_2 + d)] \tag{3.68}$$

donde c_1 y c_2 son las dimensiones de la columna en las direcciones paralela y perpendicular a la dirección de cálculo, tal como puede apreciarse en la figura 3.14.

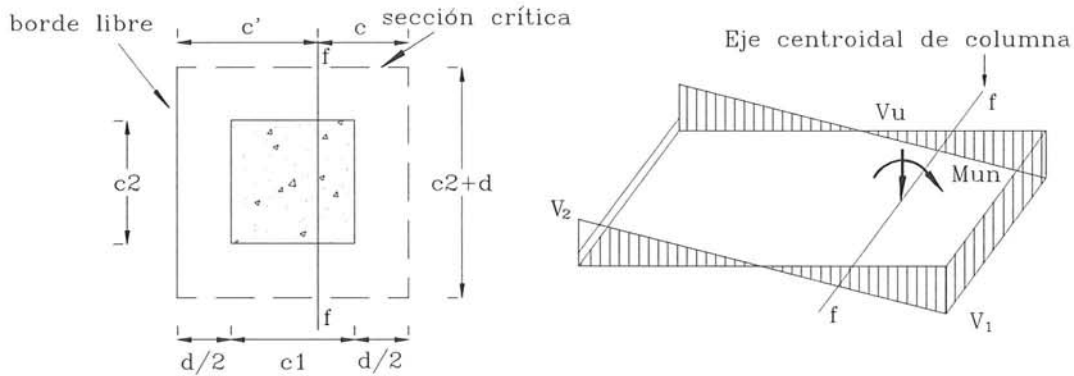


Figura 3.14 Modelo de sección crítica a cortante para conexiones interiores, propuesto por Durrani y Du⁽⁵⁶⁾.

Con las mismas consideraciones, es posible evaluar el esfuerzo cortante máximo en la conexión y su distribución (figura 3.14), mediante las expresiones usualmente utilizadas en las normativas, es decir, utilizando el modelo de excentricidad del cortante respecto al centroide de la sección crítica y suponiendo una distribución lineal respecto de este centroide, tal como lo dispone el comité ACI 318-89; las expresiones son

$$V_1 = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_{un}}{J_c/c} \tag{3.69}$$

$$V_2 = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_{un}}{J_c/c'} \quad (3.70)$$

siendo V el esfuerzo a cortante máximo en la conexión, V_u el cortante actuante, M_{un} el momento flector actuante en la conexión, γ_v representa la fracción del momento que se transfiere por la excentricidad del cortante cerca del centroide de la sección crítica y perpendicular al plano de la losa, J_c/c y J_c/c' son los módulos que evalúan las propiedades de la sección resistente para el cálculo del esfuerzo cortante producto de la fracción del momento transferido (J es análogo al momento polar de inercia), mientras que las dimensiones c y c' que definen las distancias de la sección crítica al borde del perímetro crítico pueden apreciarse en la figura 3.14. El mismo comité especifica que γ_v se evalúa mediante

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1+d}{c_2+d}}} \quad (3.71)$$

Por otro lado, para conexiones interiores no dúctiles y, utilizando las mismas consideraciones de semejanza con las propiedades de conexiones exteriores dúctiles especificadas por las normativas, los módulos J_c/c y J_c/c' pueden evaluarse mediante las expresiones

$$J_c/c = \frac{[2ad(a+2b) + \frac{d^3(2a+b)}{a}]}{6} \quad (3.72)$$

$$J_c/c' = \frac{[2a^2d(a+2b) + d^3(2a+b)]}{6(a+b)} \quad (3.73)$$

siendo

$$c = \frac{a^2}{2a+b} \quad (3.74)$$

$$c' = \frac{a(a+b)}{(2a+b)} \quad (3.75)$$

$$a = c_1 + d/2 \quad y \quad b = c_2 + d \quad (3.76)$$

Finalmente, la modelación del fallo por cortante de las conexiones losa-columna a aplicar en la presente investigación utiliza el mismo criterio de ajuste de las capacidades a flexión, tanto de las columnas como de las vigas equivalentes, aplicado en el caso de la modelación de las conexiones viga-columna. Por consiguiente, el parámetro a evaluar en cada conexión losa-columna es su capacidad a flexión (M_{un} mínima de las ecuaciones 3.69 y 3.70) y, consecuentemente, debe evaluarse con fiabilidad el valor máximo del esfuerzo cortante del hormigón v_c .

El estudio del comité ACI-ASCE 426⁽⁵⁸⁾ reconoce el efecto de la relación de aspecto de las columnas en la capacidad a cortante y en el mecanismo de transferencia de momentos. Basándose en este estudio, los comités ACI 318-89 y ACI-ASCE 352⁽⁵³⁾ sugieren que la resistencia a cortante máxima (psi) se calcule mediante

$$v_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} \leq 4A_{cs} \sqrt{f'_c} \quad (3.77)$$

donde β_c es la relación entre las dimensiones, larga y corta, de la sección transversal de la columna soportante; A_{cs} es el área de la sección transversal de la sección crítica de la losa; f'_c es la resistencia a compresión del hormigón utilizado, pero no mayor a 6000 psi. La validez de esta expresión ha sido comprobada en muchos estudios, tales como los de Hawkins y Mitchell⁽⁵⁹⁾, Dilger y Ghali⁽⁶⁰⁾, Pan y Moehle⁽⁶¹⁾, etc. Sin embargo, estos estudios han sido realizados sobre conexiones bien diseñadas y con detalles de armado dúctiles, por lo tanto, es de esperar alguna reducción en dicha capacidad debido a la inexistencia de dichos detallamientos.

De las muy escasas pruebas realizadas sobre conexiones losa-columna sin detallamientos sísmicos, destacan las recientemente realizadas por Durrani *et al.*⁽⁵⁵⁾. Dichas pruebas han demostrado que la capacidad a cortante por punzonamiento de conexiones interiores se reduce conforme aumenta el número de ciclos repetitivos de las distorsiones. Cuando las conexiones experimentan grandes deformaciones reversibles, pierden el confinamiento debido al agrietamiento por flexión en la región de la conexión, ocurriendo una excesiva fluencia del refuerzo negativo de la losa y, por ende, reduciendo la capacidad a cortante. Así mismo, se observó que si las cargas gravitatorias eran pequeñas y, consecuentemente, el cortante por cargas verticales era bajo, este hecho permitía grandes deformaciones y, por consiguiente, disminución de la capacidad a cortante de la conexión⁽⁵⁶⁾.

Durrani *et al.*⁽⁵⁵⁾ proponen que la resistencia a cortante por punzonamiento de conexiones interiores sujetas a deformaciones laterales cíclicas (en psi) puede evaluarse mediante la relación

$$v_c = (4 - 0.25\Delta) \sqrt{f'_c} \quad (3.78)$$

donde Δ es la distorsión de entrepiso en porcentaje. Esta expresión implica una resistencia al punzonamiento estático de $4\sqrt{f'_c}$, reducida en $0.25\sqrt{f'_c}$ por cada incremento del 1% en la distorsión lateral.

Como se mencionó anteriormente, la capacidad de deformación de las conexiones depende de la intensidad de las cargas gravitatorias. Puede definirse la relación de cortante por cargas gravitatorias normalizado R , mediante la expresión

$$R = \frac{V_g}{A_{cs} \sqrt{f'_c}} \quad (3.79)$$

donde V_g es el cortante actuante por cargas verticales; A_{cs} se describió anteriormente. Las pruebas experimentales mencionadas encontraron una relación

promedio, ajustada a los resultados obtenidos, entre las distorsiones y la relación de cortante gravitatorio normalizado, la cual puede expresarse mediante

$$\Delta = 0.73 - \frac{6.0}{R} + \frac{12.2}{R^2} \quad (3.80)$$

expresión que, combinada con las expresiones (3.78) y (3.79), permiten calcular el cortante máximo resistente. Estas relaciones se aplicaron para evaluar dicho cortante máximo y, por ende, los momentos flectores máximos que son capaces de resistir las conexiones interiores losa-columna de las estructuras para, posteriormente, modificar las capacidades de las columnas o de las vigas equivalentes, de ser insuficiente la resistencia de dichas conexiones. Todo este procedimiento se ha aplicado en este trabajo, con lo cual puede modelarse de adecuada manera el comportamiento de las conexiones losa-columna interiores.

Finalmente, la contribución del acero de refuerzo lateral, de existir, a la resistencia a cortante de la conexión losa-columna, puede tomarse en cuenta aplicando todo lo descrito en el apartado 3.5 para el caso de las conexiones viga-columna, incluyendo todos los límites y criterios allí presentados.

3.6.2 Modelación de la capacidad a cortante de una conexión exterior losa-columna

El comportamiento de las conexiones exteriores, las cuales presentan su borde libre paralelo a la dirección de las cargas laterales, pueden considerarse como interiores, por tanto, todo el esquema descrito anteriormente puede aplicarse. Las diferencias se establecen en los cálculos de las áreas y los módulos que representan las secciones transversales críticas de la conexión, las cuales deben calcularse apropiadamente. Sin embargo, las conexiones exteriores cuyo borde libre es perpendicular a la dirección de las cargas laterales presentan diferente tipo de comportamiento, el cual se describe a continuación.

El comportamiento de las conexiones exteriores se caracteriza por la combinación de la flexión y la torsión. Estas conexiones pierden rápidamente su rigidez y, por lo tanto, existe una temprana redistribución del cortante gravitatorio hacia las conexiones interiores vecinas, por lo que el fallo por punzonamiento bajo cargas laterales usualmente no es el que gobierna la capacidad de la conexión. El estudio realizado por Moehle⁽⁶²⁾ ha sido uno de los más destacados en este campo. Todos los datos experimentales analizados en ese estudio han indicado, que la resistencia a cortante y a momento flector de conexiones externas está influenciada por el espesor de la losa, por las dimensiones de las columnas, por la calidad de los materiales y por las cuantías del acero de refuerzo existente, de la misma manera que en el caso de las conexiones interiores. Sin embargo, a diferencia de las conexiones interiores, las exteriores aparentan una interacción menos pronunciada entre el cortante y el momento. Este fenómeno ha sido observado por numerosos investigadores, encontrándose que el fallo de este tipo de conexiones ocurre cuando se alcanza el valor máximo resistente al cortante y al momento flector actuante, indistintamente, gobernando la capacidad aquel que primero se alcance.

Considerando el comportamiento de estas conexiones, puede decirse que la respuesta de las conexiones losa-columna exteriores está controlada por un

mecanismo a flexión-torsión. La capacidad de transferencia del momento desbalanceado es, por tanto, una combinación de la capacidad flectora del ancho equivalente de losa y de la resistencia torsional de la losa. Dicha capacidad M_u puede entonces ser calculada mediante

$$M_u = M_f + M_t \quad (3.81)$$

siendo M_f la capacidad a flexión de la viga equivalente y M_t la resistencia torsional de la sección de la losa, calculada a uno y otro lado de la columna, o a un solo lado para el caso de conexiones de esquina. La capacidad a torsión puede calcularse de manera usual, tal como lo recomienda el comité ACI 318-89, mediante la expresión

$$M_t = \frac{\alpha \sqrt{f'_c} x^2 y}{3} \quad (3.82)$$

donde x y y son la mayor y menor dimensión de la sección rectangular de la viga equivalente (plg.) y α suele tomar un valor de 6 (M_t en lb plg.). Así mismo, debe evaluarse el cortante máximo resistente de la viga equivalente y verificar si dicho valor gobierna o no sobre la capacidad de la conexión.

En la presente investigación se ha calculado la capacidad a flexión de la conexión exterior como la mínima entre la calculada mediante la ecuación (3.81) y la que ocasiona que se alcance el cortante máximo resistente proporcionado por el hormigón y el acero. Adicionalmente, se verificó un posible fallo por punzonamiento y, posteriormente, se modificaron las capacidades de las columnas o de las vigas equivalente, siguiendo la misma estrategia de modelación seguida para las conexiones viga-columna y para las conexiones losa-columna interiores.

Finalmente y, debido a que no se han encontrado calibraciones de los factores que rigen el modelo histerético de Park *et al.* para las deficiencias de resistencia y detallamiento en las conexiones losa-columna, se aplicaron las mismas modificaciones a los factores realizadas para el caso de conexiones viga-columna, y que reflejen cualitativamente las mismas deficiencias, sean éstas por discontinuidad del refuerzo positivo o por falta de resistencia a cortante en la conexión.

3.7 CRITERIOS ADICIONALES DE COLAPSO Y DE EVALUACIÓN ECONÓMICA DEL DAÑO

3.7.1 Criterios de colapso local e índice de daño económico

Como se planteó anteriormente, el índice de daño estructural que ha sido aplicado en el presente trabajo es el propuesto por Park⁽⁶³⁾ y por Park *et al.*^(21,64-67), modificado por Kunnath *et al.*^(12,23) y por Reinhorn y Kunnath⁽¹¹⁾, tanto a nivel local como a nivel global. Desde el punto de vista local, es decir, a nivel de elementos, en el mencionado apartado se describieron las múltiples calibraciones de este índice, realizadas a partir de observaciones de casos reales y de casos experimentales. Originalmente se determinó que el límite entre daños reparables

e irreparables ocurría cuando el índice de Park tomaba valores de 0.4⁽⁶⁷⁾. Posteriormente, otros trabajos como los de Bracci *et al.*⁽⁶⁸⁾ han obtenido que dicho límite es aproximadamente 0.66.

Así mismo, en el presente trabajo se utilizaron los funcionales deterministas obtenidos a partir de las encuestas a expertos realizada por Gunturi⁽³³⁾, que relacionan el índice de daño estructural de un elemento con su índice de daño económico estructural, dependiendo únicamente de la calidad conceptual del diseño de la estructura en cuestión. Dichos funcionales pueden encontrarse ampliamente discutidos en la referencia (8). Para los edificios estudiados en este trabajo, la calidad de diseño conceptual puede asumirse como media o baja, mientras que para el diseño de elementos no-estructurales puede considerarse calidad media, todo ello por las razones que se describirán en el próximo capítulo. Por lo tanto y, siguiendo la sugerencia de Gunturi⁽³³⁾ y Gunturi y Shah⁽⁶⁹⁾, el límite del valor del índice de daño estructural de un componente, el cual se ha utilizado dentro de los funcionales deterministas a considerarse y, a partir del cual el índice de daño económico de dicho componente estructural se considera como la unidad, es 0.6.

Por otro lado, desde el punto de vista local pero a nivel de piso, es necesario considerar que uno de los mecanismos de colapso más peligrosos es el de traslación de columnas, el cual degenera en la aparición de un piso blando en el que puede concentrarse toda la demanda de ductilidad de la estructura. Debido al número limitado de rótulas plásticas que podrían formarse, este mecanismo a menudo ocasiona el colapso progresivo de una parte o de toda la estructura. Incluso si se determinara analíticamente que solo un piso de un edificio llegará al colapso durante un terremoto fuerte, en la realidad la caída de ese piso sobre los inmediatamente inferiores podría generar el colapso progresivo, lo cual no está considerado en el modelo analítico.

Estrictamente hablando, el colapso de uno o de un grupo de pisos de un edificio podría no significar el colapso de toda la estructura⁽⁷⁰⁻⁷²⁾; sin embargo, desde el punto de vista económico, la reparación de dicha estructura podría fácilmente superar el coste total del edificio. Este hecho, junto al posible impacto social que representaría para las personas el tener que volver a vivir en un edificio que demostró no ser capaz de presentar suficientes garantías para salvaguardar sus vidas, puede incluso provocar que los costes invertidos en la reparación y reconstrucción de las zonas colapsadas y no colapsadas de la estructura se vuelvan irre recuperables.

Debido a todas estas razones, en el presente trabajo se consideró el criterio de que, aquel edificio que durante la acción sísmica presenta un mecanismo de fallo de traslación de columnas en uno o en varios pisos y que, después del terremoto su índice de daño económico de los componentes estructurales del piso es superior a 1 (colapso), es irreparable y, por tanto, su índice de daño económico global será 1.

3.7.2 Criterios de colapso global e índice de daño económico

En la referencia (8) se describió la determinación del índice de daño económico global de los componentes estructurales, arquitectónicos, instalaciones y misceláneos de un edificio, así como la manera de ponderarlos, permitiendo obtener

un primer índice de daño económico final del edificio. Así mismo, en dicha referencia se mencionó la existencia de calibraciones y relaciones existentes entre los índices de daño global estructural de Park y los índices de daño económico sufridos por edificios reales sometidos a terremotos fuertes. A partir de estudios de este tipo, como los de Park *et al.*⁽⁶⁷⁾ en edificios de Estados Unidos y Japón, o como los de Leon y Ang⁽³⁴⁾ en edificios de México, pueden promediarse y obtenerse un funcional que relacione directamente los índices mencionados. De esta manera, Hwang y Huo⁽⁶⁾ han propuesto los valores de la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Relación entre el índice de daño estructural global de Park *et al.* y el índice de daño económico global, propuesta por Hwang y Huo⁽⁶⁾.

<i>i</i>	Grado de daño	Índice global de Park	Índice económico global
1	Daño no estructural	0.05	0.01
2	Daño estructural ligero	0.15	0.06
3	Daño estructural moderado	0.35	0.20
4	Daño estructural severo	0.67	0.65
4	Colapso estructural	1.00	1.00

Los valores de esta tabla han sido utilizados para determinar un segundo índice de daño económico global del edificio. Aquí hay que destacar un aspecto importante, y es el hecho de que el índice de daño global de Park, obtenido mediante una ponderación energética, no es capaz de detectar posibles fallos locales, sino que estima un único valor global, que puede no ser un indicativo útil para la evaluación del riesgo sísmico de la estructura⁽⁷³⁾. Incluso podría ocurrir el caso de que en un piso de una estructura se produzca un mecanismo de traslación de columnas, pero que la demanda de ductilidad de ese piso aún no exceda la disponible en las columnas. Este hecho provocará que las deformaciones y la disipación de energía en las columnas no involucren un índice de daño de Park igual a 1 y que, por tanto, la ponderación con los índices de daño de las columnas y vigas de los pisos restantes den como resultado un índice de daño global bajo. Este problema puede solucionarse, utilizando la estrategia propuesta en el apartado 3.7.1. Sin embargo, se desea también aprovechar la información respecto a la relación entre los índices de daño global de Park y económico global, obtenidos de casos reales y expresados en la tabla 3.1. Consecuentemente, en la presente investigación se calcularon ambas alternativas y, de manera conservadora, se escogió el mayor de ellos como el índice de daño económico global final del edificio, que servirá para los cálculos posteriores en la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico.

3.8 PROGRAMA *DEORC* PARA LA EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO ECONÓMICO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO

Para la evaluación del índice de daño económico global de una estructura de hormigón armado en tres dimensiones, sea ésta aporticada con vigas o aporticada con losas planas, se ha elaborado el programa *DEORC* el cual discretiza

la estructura espacial en pórticos exteriores e interiores, en las dos direcciones ortogonales del edificio, y realiza todas las estimaciones y cálculos necesarios que se han descrito. Como una subrutina base se emplea el programa *IDARC*, el cual realiza los procedimientos descritos en el apartado 3.4.

Como se ha manifestado anteriormente, *IDARC*, así como otros programas similares que se utilizan para la investigación, consideran a las conexiones como rígidas, lo cual, como se ha discutido en este capítulo, es correcto siempre que dichas conexiones tengan la suficiente resistencia y que cumplan con requisitos de detallamiento sismo-resistentes actuales. *DEORC* utiliza varias subrutinas para modelar las estructuras, considerando la posible falta de resistencia de las conexiones, o la presencia de deficiencias en los detallamientos. Mediante una revisión muy detallada de la estructura analizada, pórtico a pórtico y nudo por nudo, se clasifica a la conexión (viga-columna o losa-columna) como interior, exterior o de esquina; se calculan sus propiedades y su resistencia, localizándose sus deficiencias, para posteriormente modificar tanto las propiedades de las columnas o de las vigas que llegan a dicha conexión (de la manera que se describe en los apartados 3.5 y 3.6), como los factores que rigen los modelos histeréticos que se aplican para el cálculo no-lineal de la respuesta.

Una vez aplicada la excitación sísmica a todos los pórticos de la estructura por separado (mediante un análisis dinámico no-lineal en dos dimensiones), se revisa el estado y las condiciones de cada uno de los componentes estructurales del edificio, incluyendo el índice de daño y la verificación piso a piso de la ocurrencia de algún mecanismo de traslación de columnas. Se aplican todos los criterios de colapso, local y global, y se determinan los índices de daño económico estructural. Así mismo, se revisan las distorsiones y aceleraciones de piso máximas experimentadas durante la aplicación de la historia de carga, para evaluar el estado y el índice de daño económico de los componentes no estructurales y, finalmente, se obtienen los dos índices de daño económico global, descritos en el anterior apartado. El mayor de ellos definirá el índice de daño económico final del pórtico.

El último cálculo que realiza *DEORC* es la ponderación de los índices de daño económico de cada pórtico en las dos direcciones ortogonales, utilizando como pesos ponderados el número de pórticos interiores y exteriores. Finalmente, el mayor de los índices globales en cada dirección definirá el índice de daño económico buscado de todo el edificio analizado. Al ser multiplicado dicho índice por el coste total real del edificio, se dispondrá del estimativo de las pérdidas económicas que la excitación sísmica ha provocado en el edificio en cuestión. A partir de este instante, cuando se mencione el daño en una estructura, se hará referencia al daño económico global final del edificio.

Por último, se debe mencionar que, como se describirá más adelante, las estructuras a estudiarse en esta investigación poseen muros divisorios de mampostería no reforzada frágiles y de espesores muy limitados, por lo tanto, se considerará que su contribución a la rigidez de las estructuras (incluso en el rango elástico) es muy pequeña y que, ante un terremoto severo o moderado, cuando las estructuras entren en el rango inelástico, su contribución a la rigidez será nula. No obstante, su masa ha sido considerada en las cargas gravitatorias aplicadas. Debido a estas razones, *DEORC* ignora la presencia de los muros

divisores.

En la figura 3.15 se presenta un esquema general del programa *DEORC*, incluyendo el flujo de información y las subrutinas de cálculo utilizadas, con una pequeña descripción de cada una de ellas.

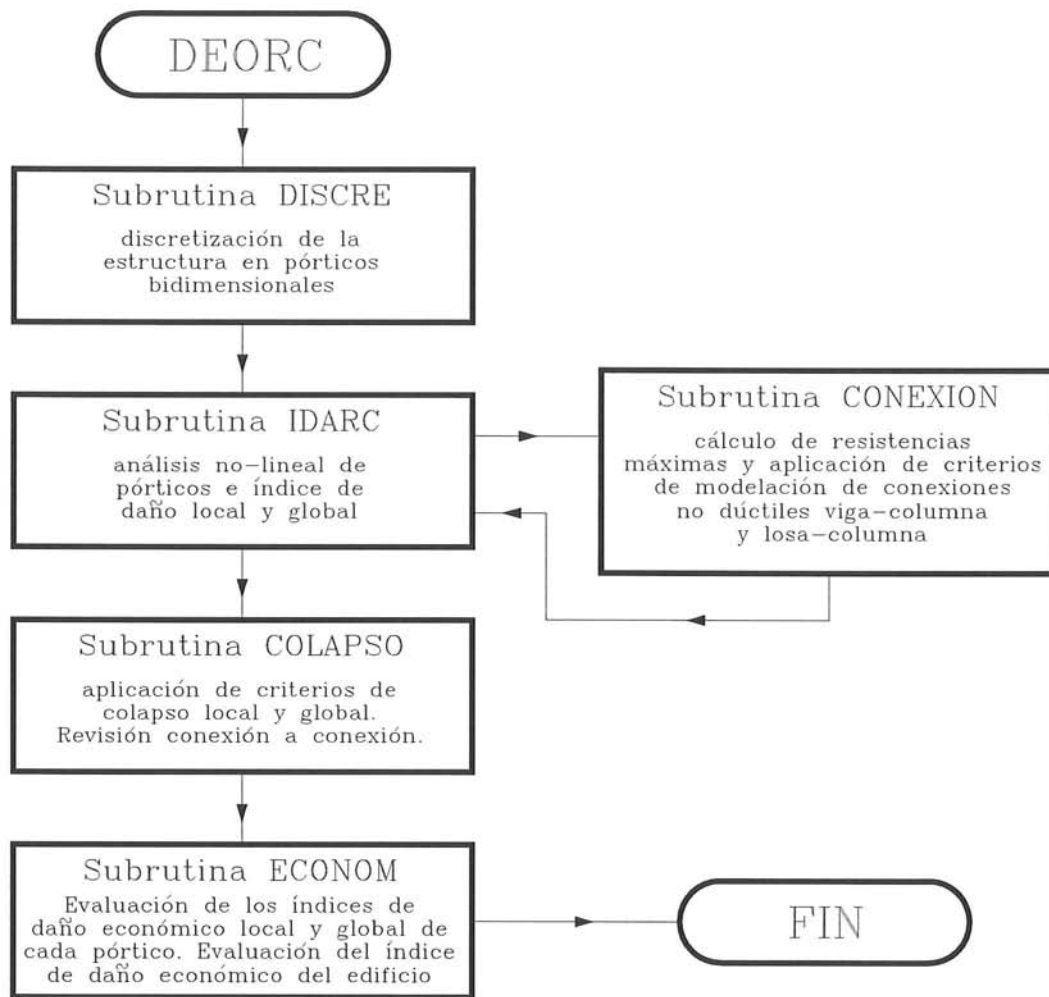


Figura 3.15 Esquema general de subrutinas del programa *DEORC*.

3.9 SIMULACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS Y EVALUACIÓN DE SU ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

De similar manera que en el caso de los edificios de mampostería no reforzada, se realiza a continuación la simulación de edificios de hormigón armado, intentando tomar en cuenta todas las características de los edificios existentes en la región de estudio. Definiendo los límites y las distribuciones de probabilidades que rigen a dichas características, puede simularse una gran cantidad de edificios hipotéticos, de tal forma de abarcar todas las combinaciones de propiedades estructurales, de manera aleatoria.

El área de estudio es la misma zona céntrica de Barcelona –denominada el “Eixample”– considerada para la simulación de los edificios de mampostería no reforzada realizada por los mismos autores de este trabajo, en la referencia (8). A partir del estudio de los edificios de hormigón armado de la zona, se distinguen las dos tipologías que se han discutido hasta ahora, es decir, edificios aporticados con vigas y edificios aporticados con losas planas. Después de un análisis detallado de cada una de las estructuras se han fijado los límites, inferior y superior, de sus propiedades estructurales, así como ciertas relaciones entre ellas, que permitirán facilitar la generación aleatoria de los edificios. Es necesario recalcar que, al generar aleatoriamente las propiedades estructurales se debe poder representar en el ordenador todo el modelo estructural del edificio, para su posterior análisis no-lineal y estimación del daño utilizando *DEORC*; así mismo, se debe poder evaluar su índice de vulnerabilidad, de la manera descrita en el capítulo 2.

3.9.1 Variables probabilistas y deterministas a considerar dentro del proceso de simulación

Debido a que los modelos teóricos que representan a las estructuras con vigas y a las estructuras con losas planas son distintos, el número de propiedades estructurales (funcionando como variables aleatorias) es diferente para cada tipología. Así mismo, dado que los métodos de modelación del comportamiento sísmico no-lineal de las estructuras de hormigón armado, descritos en esta monografía, son complejos, el número de propiedades estructurales necesarias para definir completamente los edificios es también considerable.

Para definir aleatoriamente las variables estructurales utilizadas para los modelos de ambas tipologías, es necesario conocer la distribución de probabilidades que rigen dichas variables. Estas distribuciones pueden obtenerse a partir de un estudio probabilista de su variación, así como mediante el ajuste de modelos existentes. Estudios como los realizados por Ellingwood y Ang⁽⁷⁴⁾, Mirza y MacGregor⁽⁷⁵⁾, Udoeyo y Ugbem⁽⁷⁶⁾ han llegado a la conclusión, de que la dispersión media de las variaciones en las dimensiones de elementos de hormigón armado presentan una distribución preferentemente normal. Respecto a la resistencia de los materiales, algunos ejemplos de resultados de estudios experimentales permiten afirmar, que la resistencia a compresión del hormigón f'_c y su módulo de elasticidad pueden modelarse utilizando una distribución normal, con un coeficiente de variación de entre el 15 y el 20%^(14,77,78). Respecto al acero de refuerzo, Mirza y MacGregor⁽⁷⁹⁾ han encontrado que la resistencia a la fluencia presentan una distribución log-normal con coeficiente de variación del 11%; sin embargo el módulo de elasticidad del acero presenta muy poca variabilidad en su valor, por lo que podría evaluarse de manera determinista. Otros trabajos, como los realizados por Ang y Cornell⁽⁸⁰⁾, Hwang y Huo⁽⁶⁾ y Luo *et al.*⁽⁸¹⁾, etc., que realizan estudios de vulnerabilidad, fiabilidad y seguridad de estructuras, asumen similares distribuciones y coeficientes de variación.

En la presente investigación se han tomado como variables estructurales aleatorias generales, las presentadas en la tabla 3.2. Las variables adicionales se presentan en las tablas 3.3 y 3.4, para edificios aporticados con vigas y aporticados con losas planas, respectivamente. La segunda columna de las tablas indica el modelo de distribución de probabilidad adoptado y, en las columnas tercera

y cuarta, los valores de la media y de la desviación (en el caso de distribuciones normales o lognormales), o los límites inferior y superior de la variable (en el caso de la distribución uniforme). Todos los valores se han obtenido a partir de estadísticas de los resultados del análisis de los edificios estudiados, así como de los valores recomendados por todas las referencias anteriores y por otros trabajos en los que se ha realizado simulación de estructuras específicas, tales como los de Chung⁽⁸²⁾, Chung *et al.*⁽⁸³⁻⁸⁵⁾, Hwang y Huo⁽⁶⁾, Reinhorn *et al.*⁽⁷³⁾, etc. Otras variables referentes a los modelos constitutivos, tanto del hormigón como del acero de refuerzo, y que se evalúan en forma determinista, han sido descritas en las ecuaciones de la referencia (8).

Tabla 3.2 Variables aleatorias generales, distribución de probabilidad, media y desviación (para distribuciones normal y lognormal) o límites inferior y superior (para distribución uniforme), para la simulación de estructuras.

Variable	Distribución	media o lim. inferior	σ o lim. superior	unidad
NPISOS	Uniforme	7.0	10.0	u
HP(1)	Uniforme	2.5	3.4	m
HP(n)	Uniforme	2.5	3.2	m
f'_c	Normal	150.0	30.0	kg/cm ²
EPSO	Normal	0.2	0.01	%
f_y	Lognormal	4600	400	kg/cm ²
f_{su}	Normal	1.4	0.07	u
E_s	Normal	2.1E6	1.05E5	kg/cm ²
E_{sh}	Normal	2.1E4	1.05E3	kg/cm ²
EPSH	Normal	3.0	0.15	%
f_{ye}	Lognormal	2800	300	kg/cm ²
SUP	Uniforme	184.0	948.5	m ²
EL	Uniforme	0.2	0.3	m
Φ_m	Uniforme	12.0	16.0	mm
SESCO	Uniforme	0.20	0.25	m
SESVI	Uniforme	0.20	0.30	m
AMOR	Uniforme	3.0	7.0	%
RC12	Normal	1.6	0.2	%
RC34	Normal	1.0	0.1	%
RC5N	Normal	0.6	0.05	%
PAR1	Uniforme	0	2	u
PAR4	Uniforme	0	2	u
PAR5	Uniforme	0	2	u
PAR7	Uniforme	0	2	u
PAR9	Uniforme	0	2	u
PAR10	Uniforme	0	2	u
PAR11	Uniforme	0	2	u

La descripción de las variables de las tablas 3.2-3.4 son las siguientes:

- NPISOS es el número de pisos de la estructura.
- HP(1) es la altura de la planta baja de los edificios, que normalmente puede ser diferente de la altura de los pisos superiores.
- HP(n) es la altura de los pisos superiores.

Tabla 3.3 Variables aleatorias adicionales, distribución de probabilidad, límites inferior y superior (para distribución uniforme), para la simulación de estructuras aporricadas con vigas.

Variable	Distribución	límite inferior	límite superior	unidad
BV12	Uniforme	0.35	0.45	m
BV34	Uniforme	0.30	0.40	m
HV12	Uniforme	0.50	0.60	m
HV34	Uniforme	0.40	0.50	m
RNVE	Uniforme	0.30	0.51	%
RPVE	Uniforme	0.11	0.25	%
RNVI	Uniforme	0.36	0.60	%
RPVI	Uniforme	0.15	0.26	%

Tabla 3.4 Variables aleatorias adicionales, distribución de probabilidad, límites inferior y superior (para distribución uniforme), para la simulación de estructuras aporricadas con losas planas.

Variable	Distribución	límite inferior	límite superior	unidad
RNVE	Uniforme	0.55	0.60	%
RPVE	Uniforme	0.52	0.56	%
RNVI	Uniforme	0.70	0.80	%
RPVI	Uniforme	0.50	0.60	%

- f'_c es la resistencia a compresión del hormigón.
- EPSO es la deformación unitaria máxima que alcanza el hormigón cuando el esfuerzo a compresión uniaxial es f'_c .
- f_y es el esfuerzo de fluencia del refuerzo principal de la estructura.
- f_{su} es el factor multiplicativo de f_y , que proporciona el esfuerzo último resistente del acero principal.
- E_s es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo principal.
- E_{sh} es el módulo de elasticidad o la pendiente de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo principal, que define el comportamiento denominado endurecimiento por deformación.
- EPSH es el nivel de deformación unitaria que define el inicio del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo principal.
- f_{ye} es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo utilizado en los estribos.
- SUP es la superficie en planta que tiene el edificio.
- EL es el espesor promedio de las losas del edificio.
- Φ_m es el diámetro máximo de las varillas, utilizado en el refuerzo de vigas y losas.
- SESCO es la separación del refuerzo transversal en columnas.
- SESVI es la separación del refuerzo transversal en vigas.
- AMOR es la relación de amortiguamiento respecto al crítico de la estructura.
- RC12 es la cuantía de acero de refuerzo principal de las columnas de los

- pisos 1 y 2 de los edificios.
- RC34 es la cuantía de acero de refuerzo principal de las columnas de los pisos 3 y 4 de los edificios.
 - RC5N es la cuantía de acero de refuerzo principal de las columnas desde el piso 5 en adelante.
 - PAR1, 4, 5, 7, 9, 10 y PAR11 definen las calificaciones ($0 = A, 1 = B, 2 = C$) de los parámetros 1, 4, 5, 7, 9, 10 y 11, evaluados según el método del índice de vulnerabilidad.
 - BV12 es la dimensión de la base de las vigas de los pisos 1 y 2 de los edificios.
 - BV34 es la dimensión de la base de las vigas de los pisos 3 y 4 de los edificios.
 - HV12 es la dimensión del peralte de las vigas rectangulares de los pisos 1 y 2 de los edificios.
 - HV34 es la dimensión del peralte de las vigas de los pisos 3 y 4 de los edificios.
 - RNVE es la cuantía del acero negativo de las vigas (o de las vigas equivalentes, en el caso de estructuras con losas planas), que forman parte de los vanos exteriores de los pórticos de los edificios.
 - RPVE es la cuantía del acero positivo de las vigas (o de las vigas equivalentes, en el caso de estructuras con losas planas), que forman parte de los vanos exteriores de los pórticos de los edificios.
 - RNVI es la cuantía del acero negativo de las vigas (o de las vigas equivalentes, en el caso de estructuras con losas planas), que forman parte de los vanos interiores de los pórticos de los edificios.
 - RPVI es la cuantía del acero positivo de las vigas (o de las vigas equivalentes, en el caso de estructuras con losas planas), que forman parte de los vanos interiores de los pórticos de los edificios.

Cabe mencionar que las cuantías de refuerzo de las vigas, tanto negativas como positivas y, para vanos internos o externos, permanecen constantes en toda la altura de las estructuras, característica típica de los edificios en los que no se han considerado cargas laterales; sin embargo, el cambio en las dimensiones de las secciones generarán diferentes armados.

Para definir espacialmente el número de pórticos en las dos direcciones ortogonales del edificio, se han encontrado estadísticamente algunas relaciones entre el área en planta A y el número de vanos $nv_{x,y}$ en las direcciones x y y , respectivamente, utilizando los datos reales de los edificios de hormigón armado existentes en la zona de estudio. Dichas relaciones son:

$$nv_x = 3.0 + \frac{4.0(A - 184.0)}{764.5} \quad (3.83)$$

$$nv_y = 3.0 + \frac{2.0(A - 184.0)}{764.5} \quad (3.84)$$

Por otro lado, el espaciamiento $S_{x,y}$ (m) entre vanos (tomado como constante en las direcciones ortogonales x y y), se puede hallar mediante

$$S_x = 4.02 + \frac{1.9(A - 184.0)}{764.5} \quad (3.85)$$

$$S_y = 3.00 + \frac{2.2(A - 184.0)}{764.5} \quad (3.86)$$

Para calcular las dimensiones de las columnas se hallaron relaciones similares; siendo $HC12$ y $BC12$ (m) las dimensiones de las columnas en los pisos 1 y 2 (la mayor dimensión en el sentido y de menor número de vanos), y $HC34$, $BC34$ (m) las dimensiones de las columnas en los pisos 3 y 4, dichos valores se calculan mediante

$$HC12 = 0.3 + \frac{0.30(A - 184.0)}{764.5} \quad (3.87)$$

$$BC12 = 0.3 + \frac{0.15(A - 184.0)}{764.5} \quad (3.88)$$

$$HC34 = 0.3 + \frac{0.15(A - 184.0)}{764.5} \quad (3.89)$$

$$BC34 = 0.3 + \frac{0.10(A - 184.0)}{764.5} \quad (3.90)$$

Las dimensiones de las columnas de los pisos restantes se consideran similares a las del piso 4.

En cuanto a las dimensiones de vigas y, en el caso de edificios aporticados con vigas, las variables definieron la base y el peralte para los cuatro primeros pisos. Para los restantes se encontró que la base y el peralte permanecen constantes, tomando los valores de 0.3 y 0.4 m, respectivamente. Las vigas se suponen de igual dimensión en ambas direcciones ortogonales, tanto para pórticos interiores como exteriores.

Los parámetros restantes del método del índice de vulnerabilidad deben ser calculados mediante las propiedades de la estructura en cuestión, una vez definidas todas las variables aleatorias de las tablas anteriores y las variables definidas en forma determinista en las ecuaciones anteriores.

3.9.2 Evaluación del índice de vulnerabilidad

En la tabla 3.2 se describe la forma de obtener directamente las calificaciones de los parámetros 1, 4, 5, 7, 9, 10 y 11 del método del índice de vulnerabilidad. Para la determinación de las calificaciones de los restantes parámetros, es necesario precisar criterios adicionales que se utilizaron en su evaluación; dichos criterios son:

- La calificación del parámetro 2 (calidad del sistema resistente) dependerá de la calidad del hormigón; por lo tanto se aplicó el criterio de que, si el valor de f'_c es menor que 120 kg/cm^2 se califica como *C*, mientras que si f'_c supera los 180 kg/cm^2 su calificación será *A*. Valores intermedios se califican como *B*.
- Con referencia al parámetro 3 (resistencia convencional), se siguieron todas las ecuaciones descritas en el capítulo 2, con la salvedad de que el valor del cortante resistente total del edificio *C* de la ecuación (2.5) puede evaluarse de mejor manera, considerando los cortantes resistentes de todas las columnas del edificio (la contribución tanto del hormigón como del acero lateral de refuerzo).
- Para la evaluación del parámetro 6 (configuración en planta), se calcula el factor β_1 del método mediante la expresión

$$\beta_1 = \frac{S_y n v_y}{S_x n v_x} \quad (3.91)$$

donde todos los términos se definieron anteriormente. Cabe recalcar que la expresión (3.91) tomará siempre el mínimo valor posible, ya que la dimensión *y* es la de menor de las dimensiones ortogonales.

- Finalmente, para la evaluación del parámetro 8 correspondiente a la calidad de las conexiones entre los elementos estructurales, se evalúan los factores γ_1 , γ_2 y γ_3 , descritos en el método del índice de vulnerabilidad en todas las conexiones de la estructura, utilizando las dimensiones de columnas y de vigas (vigas equivalentes según la tipología) ya determinadas en los pasos anteriores.

Una vez determinadas todas las calificaciones de los parámetros se estima, como último paso, el índice de vulnerabilidad de la estructura analizada.

3.9.3 Programa *GENEDIF* para construcción y generación de las estructuras aleatorias

Como se manifestó en un apartado anterior, el programa *DEORC* evalúa las pérdidas económicas sufridas por una estructura sometida a una excitación sísmica determinada, mediante la modelación correspondiente, el cálculo no-lineal de la estructura y la determinación del índice de daño global. Sin embargo, los archivos de datos que necesita *DEORC* deben ser capaces de describir espacialmente toda la estructura, incluyendo la información de tipo geométrico, los armados de todos los elementos estructurales (columnas, vigas y conexiones viga-columna o losa-columna), así como toda la información pertinente para definir los modelos constitutivos de los materiales y los modelos histeréticos a utilizar. Los datos respecto a la excitación sísmica se tratarán más adelante.

Por todas estas razones, se elaboró el programa *GENEDIF* el cual, a partir de la definición de todas las variables aleatorias de las tablas anteriores, genera los valores de las variables aleatorias *y*, mediante la evaluación de las ecuaciones anteriores, se obtienen todas las variables deterministas así como el índice de vulnerabilidad de las estructuras; posteriormente se construyen todos

los archivos necesarios para definir espacialmente la estructura y sus componentes, compatibles con la información requerida por *DEORC*.

3.9.4 Método de muestreo optimizado

Puesto que el número de variables y de cálculos es bastante considerable y que, posteriormente, se pretende realizar una simulación a gran escala de muchos edificios aleatorios, es necesario utilizar un método de muestreo optimizado y eficiente, que permita disminuir el número de simulaciones que el método de Monte Carlo utiliza. De entre los métodos óptimos de muestreo se ha utilizado el denominado *Updated Latin Hypercube Sampling*⁽⁸⁶⁾, el cual es una variante actualizada del *Latin Hypercube Sampling Method* descrito por Iman y Conover^(87,88). Este método ha sido ampliamente utilizado en estudios de fiabilidad de estructuras, tales como los trabajos de las referencias (89-93). A continuación se describe brevemente el método sin entrar en el rigor matemático, el cual puede encontrarse en la referencia (86).

En síntesis, el método utiliza como punto de partida una matriz de n filas y m columnas, correspondiendo a n el número de simulaciones y a m el número de variables aleatorias a considerar en el proceso. Para cada variable aleatoria el integral de su función de densidad, es decir su función de distribución asociada, es subdividida en n trozos identificados con un número (entre 1 y n), cuyo centroide define el valor que puede tomar la variable. La matriz contiene los números identificativos de los trozos considerados de la función de distribución asociada a cada variable aleatoria. Dicha matriz se obtiene como una realización aleatoria; sin embargo, es posible que exista alguna correlación estadística entre las columnas de la tabla, lo cual puede tener una influencia significativa en los resultados de la simulación, debiéndose generar un gran número de realizaciones para disminuir la varianza del proceso. El método realiza una permutación racional de los valores de las columnas de la matriz aleatoria, mediante un algoritmo numérico, lo cual permite disminuir esta indeseable correlación estadística. Para medir la correlación, el algoritmo utiliza el coeficiente estadístico de Spearman, mientras que para disminuirlo se utiliza un esquema basado en la factorización de Cholesky^(86,94).

Ha sido necesario, por tanto, elaborar la subrutina *UPLAT*, que forma parte de *GENEDIF*, la cual genera aleatoriamente la matriz de realizaciones a partir de la información de las variables aleatorias descritas en las tablas 3.2, 3.3 y 3.4; posteriormente realiza la permutación mediante el algoritmo matemático descrito y, finalmente, obtiene los valores que toman las variables aleatorias para cada realización, calculando las inversas de las funciones de distribución de probabilidad asociadas a cada una de las variables consideradas. Debido a que el número de variables es distinto para el caso de las estructuras aporticadas con vigas y las estructuras aporticadas con losas planas, el programa genera los resultados por separado, en archivos compatibles con el resto de subrutinas de *GENEDIF*.

Para la simulación del comportamiento sísmico de los edificios hipotéticos, se generaron 10 edificios aleatorios por cada tipología estructural y por cada banda del índice de vulnerabilidad a considerar. Previamente se subdividió la escala del índice de vulnerabilidad, al igual que se lo hizo para el caso de los

edificios de mampostería no reforzada, en bandas de ancho del índice iguales a 10. El uso de la técnica optimizada de muestreo permite barrer todas las bandas con facilidad.

3.9.5 Definición de la acción sísmica

Debido a que se necesita realizar análisis no-lineales paso a paso en el tiempo, es necesario definir la acción sísmica mediante acelerogramas. La inexistencia de registros de esta naturaleza en la zona donde se ubican los edificios estudiados, así como la naturaleza probabilista de esta investigación, crean la necesidad de generar registros sintéticos, es decir, de manera artificial, a partir de la teoría de procesos estocásticos.

Existen diferentes métodos estocásticos para generar acelerogramas artificiales, los cuales pueden clasificarse en tres grupos fundamentales: los que generan acelerogramas compatibles con un espectro, los que generan acelerogramas no compatibles con un espectro y los métodos simplificados cuasi-compatibles⁽⁹⁵⁾. En este trabajo se consideraron los del primer grupo y, entre ellos, los métodos pueden variar según el tipo de espectro empleado, sea éste espectro de respuesta o espectro de energía. Debido a que se han propuesto recientemente algunos espectros de respuesta en la normativa sismo-resistente española actual⁽⁹⁶⁾, se generaron a partir de ellos los acelerogramas sintéticos.

Modelo de generación

La gran mayoría de algoritmos existentes para la generación de acelerogramas sintéticos compatibles con un espectro de respuesta, están basados en la expansión de ondas armónicas caracterizadas por sus amplitudes, frecuencias y ángulos de fase, cuya superposición y modulación mediante la utilización de una función temporal envolvente define un acelerograma⁽⁹⁷⁻¹⁰¹⁾. La simulación consiste en dos pasos: 1) la generación de un proceso estacionario de media nula y 2) convertir dicho proceso en no-estacionario, como son en realidad las excitaciones sísmicas. La expresión que engloba todo el proceso de simulación de un acelerograma $a(t)$ puede describirse mediante

$$a(t) = I(t)z(t) \quad (3.92)$$

$$z(t) = \sum_{i=1}^n A_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad (3.93)$$

donde n es el número de armónicos utilizado (cuanto mayor su valor, mejor la compatibilidad del acelerograma con su espectro); A_i es la amplitud del armónico i calculada a partir de la función de densidad espectral de potencia (la cual, como se verá más adelante se estima a partir del espectro de respuesta) y, como tal, varía con la frecuencia⁽²⁸⁾; ω_i son frecuencias que rigen los armónicos y que se eligen a intervalos regulares dentro de un rango especificado, de manera que el registro a simular contenga todo el rango de frecuencias deseado; ϕ_i es un ángulo de fase aleatorio y uniformemente distribuido entre 0 y 2π ; finalmente $I(t)$ es la función de intensidad o de modulación, que transforma el proceso en

no-estacionario y que se define de manera determinista. En el apéndice de este trabajo se incluye un resumen de la teoría y cálculo de las amplitudes del proceso, utilizando una estimación de la función de la densidad espectral generada a partir de espectros de respuesta, aplicando teoría de procesos estocásticos.

Funciones de intensidad o modulación

Como se observó en la ecuación (3.92), la relación $I(t)$ de intensidad o modulación se utiliza para simular el estado transitorio de los terremotos reales. La forma de esta función, definida en forma determinista, ha sido propuesta en varios trabajos, tales como los de Amin y Ang⁽¹⁰²⁾, Shinozuka y Sato⁽¹⁰³⁾, Jennings *et al.*⁽¹⁰⁴⁾, Yeh y Wen⁽¹⁰⁵⁾. Estas relaciones tienen formas trapezoidales o exponenciales y se describen en función de varios parámetros estadísticos obtenidos a partir de terremotos reales, siempre dependientes de la duración de la fase fuerte del terremoto; sin embargo, existe una falta de datos acerca de estos parámetros, aplicables en casos generales. Aún más dispersa se encuentra la información estadística que relacione dichos parámetros funcionales con los parámetros locales de un sitio en cuestión, tales como la distancia epicentral, condiciones geológicas locales, aceleraciones máximas, duración del terremoto, etc⁽¹⁰⁶⁾.

Debido a estas razones, en la presente investigación se ha utilizado la función de modulación recientemente propuesta por Tung *et al.*⁽¹⁰⁶⁾, la cual, a diferencia de las anteriormente mencionadas, está normalizada con la duración de la fase fuerte del terremoto t_d , entendiéndose como fase fuerte a aquella parte del acelerograma donde se concentra la mayor cantidad de energía de la señal; dicha función de modulación puede escribirse de la forma

$$I(t) = Z \sin^\alpha \left[\pi \left(\frac{t}{t_d} \right)^\beta \right] \quad (3.94)$$

donde α y β son parámetros de forma y Z es un factor de normalización.

Para determinar la función de intensidad, Tung *et al.* estudian el concepto de la energía acumulada normalizada esperada en función de la variación de la aceleración en el tiempo. Utilizando la definición de la variable RMS_d (root mean square) de la aceleración, durante el tiempo t_d y normalizada para ese mismo tiempo, dicha definición puede escribirse mediante

$$RMS_d^2 = \frac{\int_{t_d} a^2(\tau) d\tau}{t_d} \quad (3.95)$$

De esta forma, Tung *et al.* estima la energía total esperada del proceso como el producto $RMS_d^2 \times t_d$ y, proponen que

$$I^2(t) = RMS_d^2 \frac{\sin^{2\alpha} \left[\pi \left(\frac{t}{t_d} \right)^\beta \right]}{\int_0^1 \sin^{2\alpha} [\pi \tau^\beta] d\tau} \quad (3.96)$$

Por otro lado, utilizando la definición de Trifunac y Brady⁽¹⁰⁷⁾ de la duración de la fase fuerte (o duración significativa o efectiva) de un terremoto, es decir, considerando a t_d como el tiempo requerido para que la energía de la señal

se acumule desde un valor del 5% hasta un 95% del valor máximo de la intensidad de Arias del terremoto, puede concluirse que la ecuación (3.96) contiene únicamente el 90% de la energía. Por lo tanto, Tung *et al.* proponen el factor de normalización Z , de tal manera de ajustar la función de intensidad $I(t)$ para que tome en cuenta el 10% de la energía restante y sea válida la ecuación (3.94), mediante

$$Z = \sqrt{\frac{10/9}{\int_0^1 \sin^{2\alpha}(\pi\tau\beta) d\tau}} RMS_d \quad (3.97)$$

Así mismo, Tung *et al.* realizaron un estudio estadístico a partir de las componentes horizontales de 160 acelerogramas obtenidos entre los años 60 y 90, clasificados como registros en suelo y en roca. Estudiaron su función de modulación y obtuvieron experimentalmente los parámetros de forma α y β . Mediante un análisis regresional lineal entre dichos parámetros y la duración efectiva, para condiciones de roca y suelo obtuvieron las siguientes relaciones

$$\alpha(t_d) = -0.02 t_d + 1.04 \quad \text{registros en suelo} \quad (3.98)$$

$$\alpha = 1.14 \quad \text{registros en roca} \quad (3.99)$$

$$\beta(\alpha) = 0.21\alpha + 0.05 \quad \text{registros en suelo} \quad (3.100)$$

$$\beta(\alpha) = 0.14\alpha + 0.15 \quad \text{registros en roca} \quad (3.101)$$

3.9.6 Simulación de acelerogramas artificiales

Para la presente investigación, es necesario generar acelerogramas artificiales en la superficie de la zona de estudio. Para ello, se utilizó el modelo de generación de acelerogramas artificiales descrito anteriormente, es decir, a partir del espectro de respuesta en roca de la norma sismo-resistente española. Así mismo, se utilizó la función de modulación de Tung *et al.* definida por las ecuaciones (3.94) y (3.97). Dichas ecuaciones requieren el conocer tanto la duración efectiva del terremoto, como la variable RMS_d . Este tipo de parámetros han sido objeto de numerosos estudios estadísticos, entre los que se destacan los trabajos de Trifunac y Brady^(107,108), Murphy y O'Brien⁽¹⁰⁹⁾, Trifunac y Westermo⁽¹¹⁰⁾, Dobry *et al.*⁽¹¹¹⁾, Vanmarcke y Shin-Shenc⁽¹¹²⁾, etc. Sin embargo, las correlaciones propuestas presentan amplias dispersiones.

En el caso de España, no existen correlaciones del tipo anterior, puesto que los registros de acelerogramas de terremotos pasados son muy escasos. Por esta razón, para estimar la duración significativa del terremoto se ha optado por utilizar la relación propuesta por Reinhorn *et al.*⁽⁷³⁾ en base a los resultados obtenidos por Vanmarcke y Shin-Shenc⁽¹²⁾; dicha relación puede escribirse mediante

$$t_d = -11.32 + 3.733M + 0.079R \quad (3.102)$$

donde M es la magnitud del terremoto en la escala de Richter y R es la distancia epicentral del terremoto al sitio de estudio. En este estudio se ha tomado una distancia media de 20 km. Para enfrentar el valor de la magnitud y, tomando en cuenta el hecho de que la normativa sismo-resistente proporciona una relación entre aceleración e intensidad, es necesario poder obtener la magnitud a partir de estos dos últimos parámetros. Diversos estudios como los de Nuttli *et al.*⁽¹¹³⁾ han relacionado la intensidad macrosísmica I_m con la magnitud m_b , mediante expresiones del tipo $m = a + bI$. A partir de las intensidades y magnitudes del Catálogo de Sismos del Área Ibero-Magrebí (Mezcua y Martínez⁽¹¹⁴⁾) y de los Boletines de Sismos Próximos del Instituto Geográfico Nacional, Vives⁽¹¹⁵⁾ encontró que dicha relación puede expresarse mediante

$$m_b L_g = (2.56 \pm A) + (0.288 \pm B)I_m \quad (3.103)$$

donde los valores de A y B son 0.072 y 0.015, respectivamente.

Así mismo, para evaluar la variable RMS_d se utilizó las relaciones propuestas por Sarma y Yang⁽¹¹⁶⁾. A partir de la definición de un parámetro energético E_s basado en la intensidad de Arias, mediante

$$E_s = \int_0^t a^2(t)dt \quad (3.104)$$

Sarma y Yang han propuesto la siguiente expresión, encontrada como resultado del estudio de registros (con magnitudes entre 3.5 y 7.3) obtenidos en más de 50 años, válida para valores de distancia epicentral R menores a 30 km:

$$\log E_s = -18.52 - 1.67M + 11.58M^{1/2} - 0.32 \log R - 0.007R \quad (3.105)$$

relación que puede normalizarse para la duración significativa y obtener directamente RMS_d , según la expresión (3.95).

Para aplicar todas estas relaciones hay que tener en cuenta que existe una diferencia entre los valores de M y $m_b L_g$. Sin embargo, para valores de intensidad macrosísmica I_m entre 6 y 10, los valores de $m_b L_g$ están entre 4.5 y 5.5, franja en la cual puede considerarse, para los propósitos prácticos de este trabajo, similares a los valores de M . Así mismo, debido a las incertidumbres y las dispersiones existentes en la determinación de todos estos parámetros, se consideraron a las variables A y B de la ecuación (3.103) como aleatorias y uniformemente distribuidas, con los límites negativos y positivos iguales a los valores descritos en dicha ecuación.

Una vez generados los acelerogramas artificiales a partir del espectro de respuesta en roca, es necesario obtener las señales en la superficie, tomando en cuenta los efectos locales del subsuelo existente. Para ello, es necesario filtrar la señal en frecuencias, utilizando la función de transferencia que caracteriza a dicho subsuelo. Recientemente, Figueras *et al.*⁽¹¹⁷⁾ han realizado un estudio preliminar

de microzonación en la ciudad de Barcelona, modelando varias columnas de suelo tipo de diferentes zonas de la ciudad, una de ellas justamente en la zona del "Eixample". Mediante el uso del método de reflectividad de Kennett y de un método lineal equivalente, se han obtenido las funciones de transferencia que, para la zona aquí estudiada ambos métodos proporcionan similares resultados. La función $H(w)$ de transferencia de la columna de suelo de la zona en cuestión se presenta en la figura 3.16.

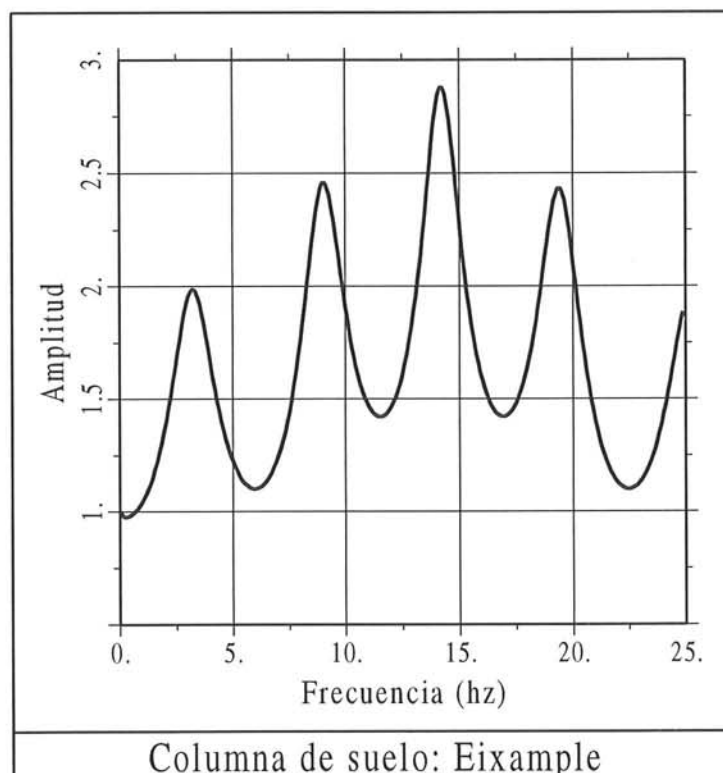


Figura 3.16 Función de transferencia preliminar de una columna de suelo tipo del "Eixample", propuesta por Figueras *et al.*⁽¹¹⁷⁾.

Tanto para la estimación de la función de densidad espectral a partir del espectro de respuesta en velocidades, como para la generación de los acelerogramas artificiales compatibles con dicho espectro, se ha elaborado la subrutina *SINETIC* (integrada en el programa *GENEDIF*), la cual se basa en el programa *SIMQKE*⁽¹⁰⁰⁾, el cual ha sido modificado por Galindo⁽⁹⁸⁾. Adicionalmente, en la subrutina *SINETIC* se ha implementado la función de modulación de Tung *et al.*, la cual se utiliza para representar la no-estacionalidad del proceso y, posteriormente, utilizando algoritmos de Transformada Rápida de Fourier, la señal artificial generada es convolucionada en frecuencias con la función de transferencia de la columna de suelo del Eixample. Finalmente, la señal en frecuencias se transporta al dominio del tiempo y es la que se aplica en la base del modelo estructura de los edificios a estudiarse.

A continuación se presenta un ejemplo del proceso de generación de acelerogramas. Utilizando el espectro de respuesta de la normativa sismorresistente

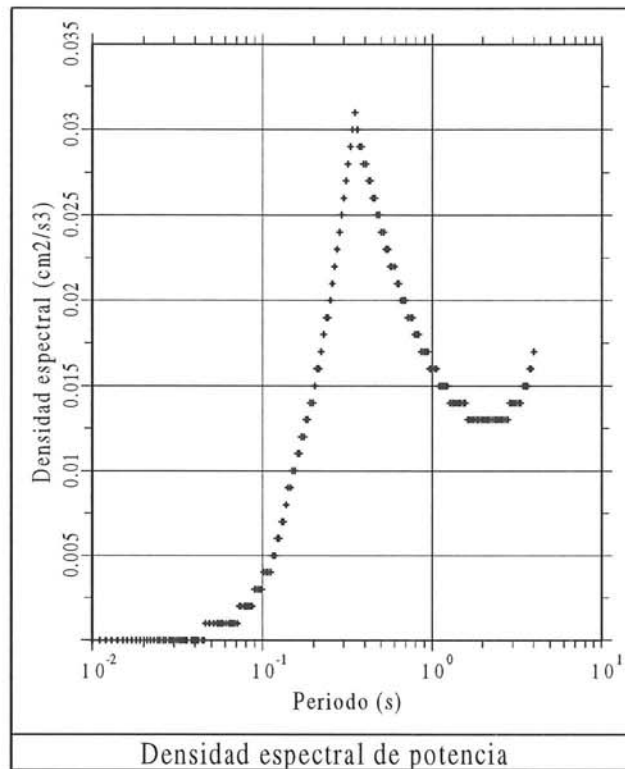


Figura 3.17 Función de densidad espectral de potencia estimada a partir del espectro de pseudo-velocidades proporcionado por la normativa sismorresistente española NCSE-94.

NCSE-94, se estima la función de densidad espectral de potencia, la cual puede observarse en la figura 3.17.

Mediante las expresiones descritas anteriormente, se genera un acelerograma artificial para aceleraciones correspondientes a las intensidades VI-IX MSK. La generación de los parámetros considerados como variables aleatorias se realiza aplicando la misma técnica de muestreo optimizado *Updated Latin Hypercube Sampling*⁽⁸⁶⁾, utilizada anteriormente en la generación aleatoria de las propiedades estructurales de los edificios. Se generan entonces una familia de 10 acelerogramas sintéticos por cada intensidad, los cuales, una vez convolucionados por la función de transferencia del subsuelo, serán aplicados a cada uno de los edificios generados. A manera de ejemplo, en la figura 3.18 se presenta un acelerograma generado para una aceleración correspondiente a la intensidad VII MSK. Así mismo, en la figura 3.19 se presenta el espectro de respuesta de pseudo-velocidades de la señal artificial y se compara con el espectro de respuesta dato, observándose su similitud. Finalmente, en la figura 3.20 se presenta el resultado de la convolución compleja del acelerograma de la figura 3.18 con la función de transferencia de la columna de suelo de la figura 3.16. Pueden observarse claramente los cambios, en amplitudes y en frecuencias, que sufre la señal filtrada por el efecto del subsuelo.

Es necesario recalcar, que todo el proceso de generación de acelerogramas artificiales son procesos estocásticos, involucrando incertidumbres que son enfatizadas por la propia incertidumbre de las ecuaciones que relacionan los parámetros

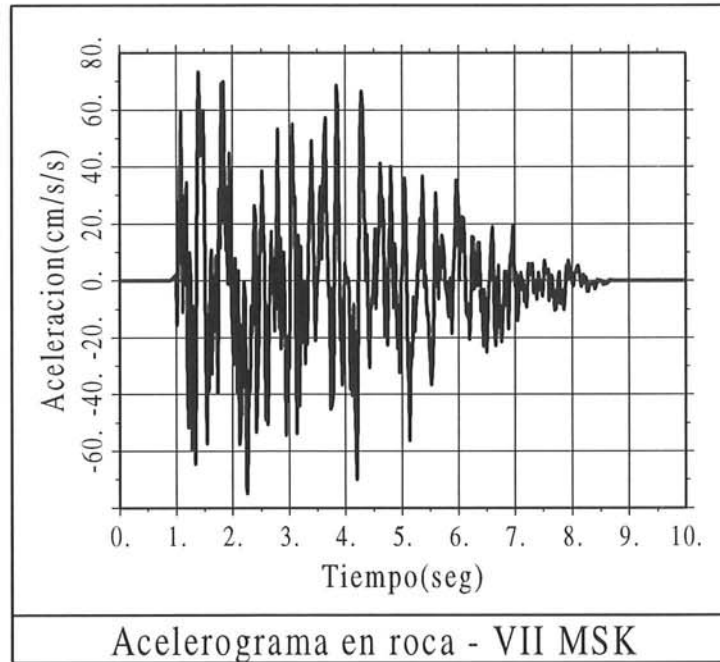


Figura 3.18 Acelerograma sintético compatible con el espectro de respuesta de la norma NCSE-94, sin considerar el efecto del suelo, escalado para una aceleración correspondiente a la intensidad VII MSK.

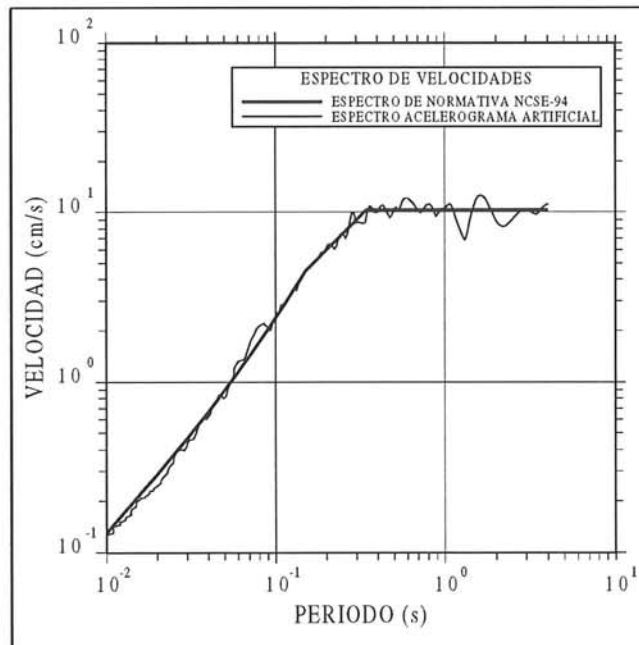


Figura 3.19 Comparación entre los espectros de respuesta en velocidades (amortiguamiento 5%) del acelerograma de la figura 3.18 y del propuesto por la norma NCSE-94.

sísmicos^(118,119). Por lo tanto, el cálculo no-lineal de estructuras bajo excitaciones sísmicas debe, necesariamente, realizarse en el campo probabilista.

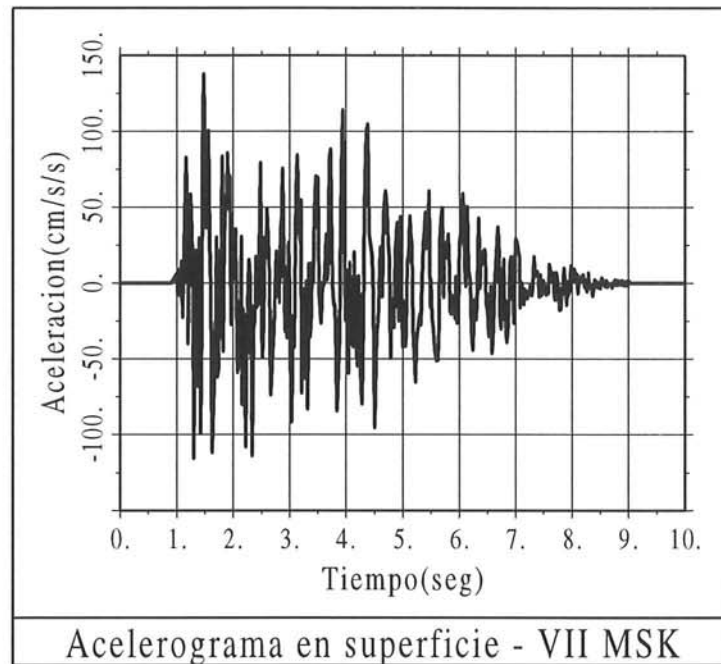


Figura 3.20 Acelerograma sintético de la figura 3.18, convolucionado con la función de transferencia de la columna del suelo de la figura 3.16.

3.10 RESULTADOS OBTENIDOS DE LA SIMULACIÓN

Como se describió en el apartado anterior, para cada una de las tipologías de estructuras se generaron las características y propiedades estructurales que definen espacialmente a 10 edificios hipotéticos por cada banda del índice de vulnerabilidad (en total 10 bandas); cada edificio es subdividido en pórticos exteriores e interiores en las dos direcciones ortogonales principales (4 pórticos tipo). Cada pórtico es analizado sísmicamente, aplicando una familia de 10 acelerogramas generados para una aceleración correspondiente a una intensidad macrosísmica. Para la generación de las características y propiedades estructurales, así como para la generación de los acelerogramas sintéticos, se utilizó el programa *GENEDIF*. Un esquema general de dicho programa, así como las subrutinas que lo componen, se presenta en la figura 3.21.

El proceso de simulación global se realizó para todas las intensidades, desde VI hasta IX. Ello implica el utilizar *GENEDIF* y *DEORC* en cadena, como se muestra en la figura 3.22. Por tanto, el volumen de cálculo es el equivalente al análisis de más de 30000 pórticos bidimensionales a los cuales se realiza un análisis de daño y pérdidas económicas para el caso de un terremoto. Por lo tanto, es necesario elaborar pequeños programas que controlen la información generada y calculada, para así mantener organizado todo el proceso. Es importante también el aumentar los recursos computacionales al máximo.

3.10.1 Edificios aporricados con vigas

Los resultados de la simulación de los edificios de hormigón aporricados con vigas, de características similares a las del "Eixample", se presentan en la figura

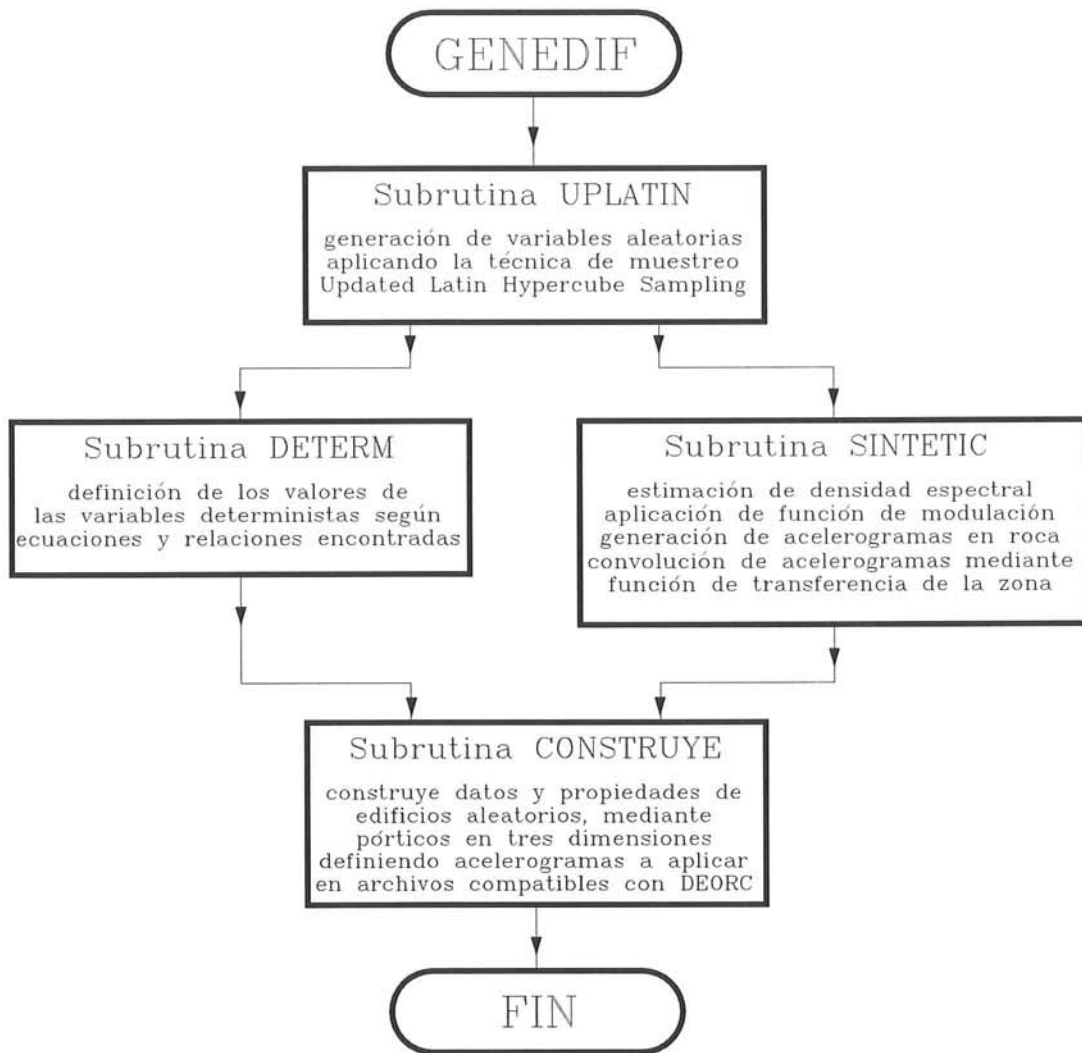


Figura 3.21 Esquema general de subrutinas del programa *GENEDIF*.

3.23 en forma de puntos en el plano cartesiano. Cada punto de la figura puede representar uno o varios edificios aleatorios. Un ajuste polinomial de estas funciones, mediante técnicas de mínimos cuadrados, permite describir las funciones de vulnerabilidad de los edificios de la tipología en cuestión. Las funciones responden a ecuaciones de la forma

$$D(\%) = a + bx + cx^2 + dx^3 \quad (3.106)$$

En la tabla 3.5 se presentan los parámetros de las ecuaciones, así como los valores del índice de correlación R alcanzado. No constan los valores para la intensidad VI MSK, debido a que el índice de daño económico era inferior al 5% para todo valor del índice de vulnerabilidad.

Un análisis de la figura 3.23 permite concluir que el comportamiento sísmico que puede esperarse de los edificios del “Eixample”, los cuales poseen un sistema resistente a base de pórticos con vigas, será bastante frágil. Es de esperarse que la ductilidad que posean dichas estructuras sea mínima o inexistente, debido al tipo de diseño utilizado, en el cual no se utilizaron detallamientos de

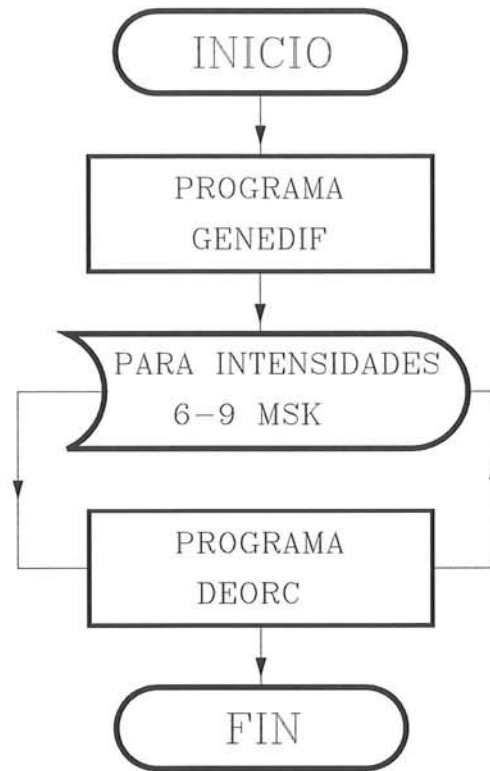


Figura 3.22 Esquema general de simulación de edificios de hormigón armado.

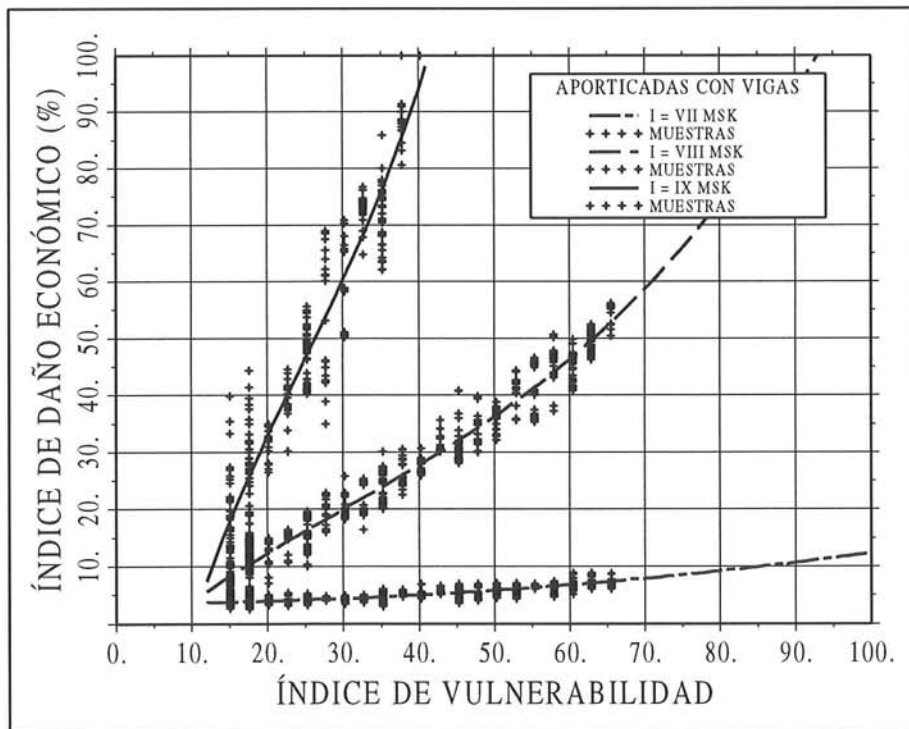


Figura 3.23 Funciones de vulnerabilidad para estructuras de hormigón armado aporticadas con vigas, para diferentes intensidades macrosísmicas.

Tabla 3.5 Valores de los parámetros de las funciones de vulnerabilidad de estructuras de hormigón armado aporticadas con vigas y coeficiente de correlación alcanzado.

Intensidad	a	b	c	d	$R(\%)$
VII MSK	3.6	2.7×10^{-4}	8.7×10^{-4}	0.00	68.1
VIII MSK	-6.1	1.1	-1.15×10^{-2}	1.3×10^{-4}	96.4
IX MSK	-49.8	6.2	-0.14	1.91×10^{-3}	91.5

armado para pórticos dúctiles, y debido incluso a la posible falta de consideración de cargas laterales en el diseño definitivo. De la figura 3.23 puede observarse también, que para una intensidad de VII MSK todas las estructuras podrían ser reparables, mientras que para una intensidad de VIII MSK, dependiendo del índice de vulnerabilidad podría ser reparable o no. Para intensidades similares a IX MSK, son muy pocos los valores del índice de vulnerabilidad para los cuales las estructuras podrían sobrevivir un terremoto de estas características.

Para verificar estas conclusiones se han estudiado a fondo dos edificios de similares dimensiones en planta y en elevación. El primer edificio, de buena calidad sísmica, con un valor del índice de vulnerabilidad de aproximadamente 15, y el segundo edificio, de mala calidad, con un valor del índice cercano a 65. Escogiendo únicamente un pórtico interior de ambos edificios, se los sometió a cargas verticales y, posteriormente, a cargas laterales estáticas incrementales. La distribución horizontal de estas cargas se escogió de forma triangular, similar a las distribuciones de las formas del modo fundamental de vibración. Para cada carga lateral se determina las acciones y las deformaciones en todos los elementos estructurales, mediante un análisis estático no-lineal. Las cargas incrementales llegan al límite cuando la estructura es incapaz de resistir más cargas o, cuando el desplazamiento del piso superior supera el 2% de la altura del edificio, deformación a la cual se considera que la estructura se encuentra en el punto de colapso inminente⁽¹²⁾. Este tipo de análisis bajo carga monotónica incremental (*push-over*) es muy utilizado para realizar estimaciones de cargas máximas o de ductilidades globales de estructuras, puesto que se ha observado que la respuesta generalizada obtenida a partir de ensayos a cargas monotónicas puede convertirse en la envolvente de la respuesta bajo carga dinámica, tal como sucede con los materiales hormigón y acero⁽¹²⁰⁻¹²²⁾.

El resultado de este análisis puede observarse en la figura 3.24, en la cual se grafican los cortantes basales y los desplazamientos de los pisos superiores (normalizados a la altura total del edificio y expresados en porcentaje). Se han graficado también las respuestas de los mismos edificios considerando a sus nudos rígidos o deformables. En el caso de nudos deformables, se ha aplicado a las estructuras todo el proceso de modelación de conexiones no dúctiles, descrito a lo largo de este capítulo. Con propósitos comparativos, en la misma figura se presenta la respuesta de un edificio de similares dimensiones, diseñado por Yépez y Villagomez⁽¹²³⁾ para ser ubicado en una zona de alto riesgo sísmico, y que cumple con todas las recomendaciones proporcionadas por los comités ACI 318-89 y ACI-ASCE 352.

La figura 3.24 no hace sino confirmar el comportamiento frágil de las es-

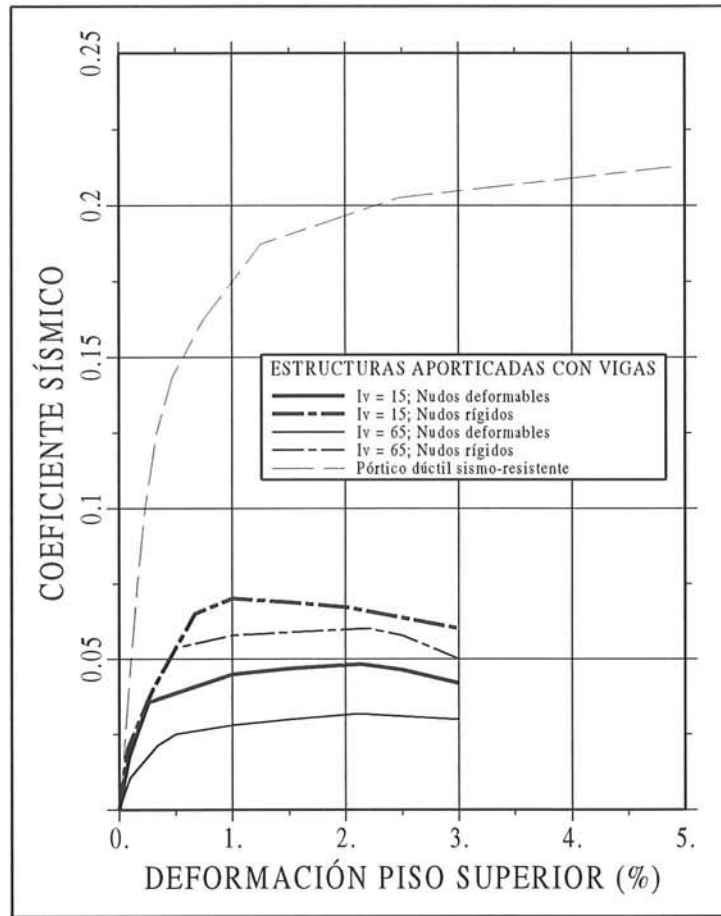


Figura 3.24 Resultados del análisis *push-over* sobre estructuras aporticadas con vigas, para diferentes índices de vulnerabilidad, y diferencias entre resistencias de pórticos con conexiones rígidas y con conexiones deformables.



Figura 3.25 Historia de desplazamientos sinusoidales, frecuencia constante.

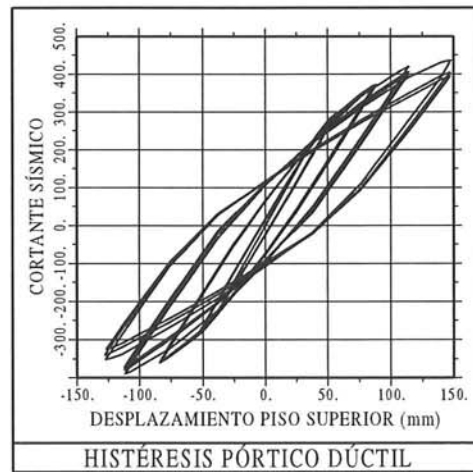


Figura 3.26 Histéresis de edificio aporticado dúctil sismo-resistente.

estructuras analizadas. Puede observarse que los coeficientes sísmicos resistentes (cortante en la base/peso de la estructura) no son más altos que 0.07 y 0.05 para las estructuras de calidad sísmica alta y baja, respectivamente, siempre y cuando los nudos tuvieran suficiente rigidez, lo cual no responde a la realidad. Al modelar la deformabilidad de los nudos, los coeficientes sísmicos máximos llegan tan sólo a 0.05 y 0.025, es decir, únicamente las estructuras de mejor calidad de la zona estudiada cumplirían con el coeficiente sísmico impuesto por la norma sismo-resistente vigente en el tiempo de su diseño. Sin embargo, es necesario mencionar que la norma española, como la mayoría de normas sismo-resistentes en el mundo, especifica dicho coeficiente sísmico asumiendo un comportamiento dúctil de la estructura. Como puede verse en la figura 3.24, ningún modelo estructural presenta ductilidad, puesto que llegan al 2% de deformación del piso superior justamente en el instante de máxima resistencia. La curva correspondiente al pórtico dúctil sismo-resistente presenta todas las características opuestas a las enunciadas. Dicha estructura fue diseñada para un coeficiente sísmico de 0.10; sin embargo, alcanza valores de hasta 0.22 y lo más importante, sin presentar una significativa caída en la resistencia, con una adecuada deformabilidad, propiedades que se persiguen al aplicar la filosofía de diseño sismo-resistente rutinario de estructuras.

Adicionalmente, se realizó un análisis dinámico no-lineal de las mismas estructuras, pero sujetas a desplazamientos forzados aplicados en el piso superior. Los desplazamientos obedecen a una señal sinusoidal de frecuencia constante y de amplitud incremental. La respuesta de la estructura a este tipo de cargas permite observar con bastante claridad los modelos histeréticos que se generan. De esta manera, en la figura 3.25 se presenta la historia de desplazamientos forzados, mientras que en la figura 3.26 puede observarse la histéresis del edificio aporticado dúctil sísmicamente adecuado, utilizado con propósitos comparativos en los análisis *push-over*. Las figuras 3.27 y 3.28 constituyen las histéresis correspondientes al edificio de índice de vulnerabilidad bajo ($I_v = 15$), considerando los nudos rígidos y modelando la deformabilidad de los nudos, respectivamente. Finalmente en las figuras 3.29 y 3.30 se presentan las histéresis pertenecientes al edificio con índice de vulnerabilidad alto ($I_v = 65$), para los mismos modelos de nudos anteriores. En todas las figuras, las histéresis se obtienen como la relación entre la fuerza cortante de piso (kN) y el desplazamiento del último piso de la estructura.

Del análisis de las figuras histeréticas se puede concluir, que los modelos con nudos rígidos son muy parecidos entre ellos, aunque el edificio dúctil sismo-resistente presenta valores de cortante sísmico mucho más altos. Este último presenta un comportamiento estable, con escaso deterioro de la rigidez y resistencia, sin presentar el efecto *pinching*. Los modelos con deformabilidad de nudos presentan, por el contrario, un comportamiento sísmicamente deficiente, con un severo deterioro tanto de la rigidez como de la resistencia, mientras que el efecto *pinching* se nota de manera muy acentuada. La similitud entre las histéresis de los modelos con deformabilidad de nudos y las histéresis de los modelos experimentales mostrados en la referencia (8) es bastante satisfactoria, lo cual corrobora la eficiencia de dichos modelos.

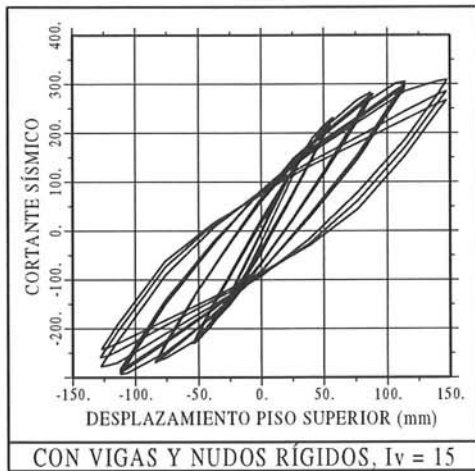


Figura 3.27 Histéresis de edificio con vigas, $I_v = 15$, nudos rígidos.

Figura 3.28 Histéresis de edificio con vigas, $I_v = 15$, nudos deformables.

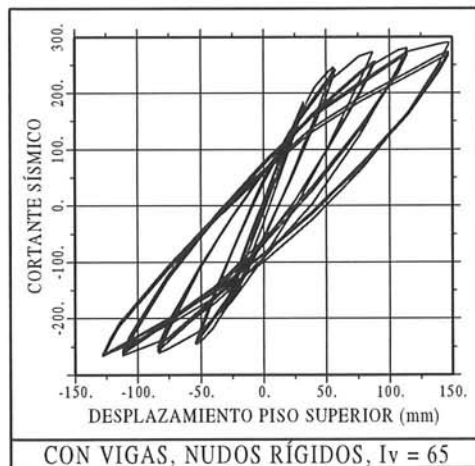


Figura 3.29 Histéresis de edificio con vigas, $I_v = 65$, nudos rígidos.

Figura 3.30 Histéresis de edificio con vigas, $I_v = 65$, nudos deformables.

3.10.2 Edificios aportricados con losas planas

Los resultados de la simulación de los edificios de hormigón aportricados con losas planas, de características similares a las del "Eixample", se presentan en la figura 3.31. El ajuste polinomial de las funciones de vulnerabilidad de estos edificios responden a ecuaciones de la misma forma que la ecuación (3.106), cuyos parámetros toman los valores de la tabla 3.6. No constan los valores para la intensidad IX MSK, debido a que todas las estructuras llegaron al colapso.

Un análisis de la figura 3.31 permite concluir, que el comportamiento sísmico que puede esperarse de los edificios del "Eixample", los cuales poseen un sis-

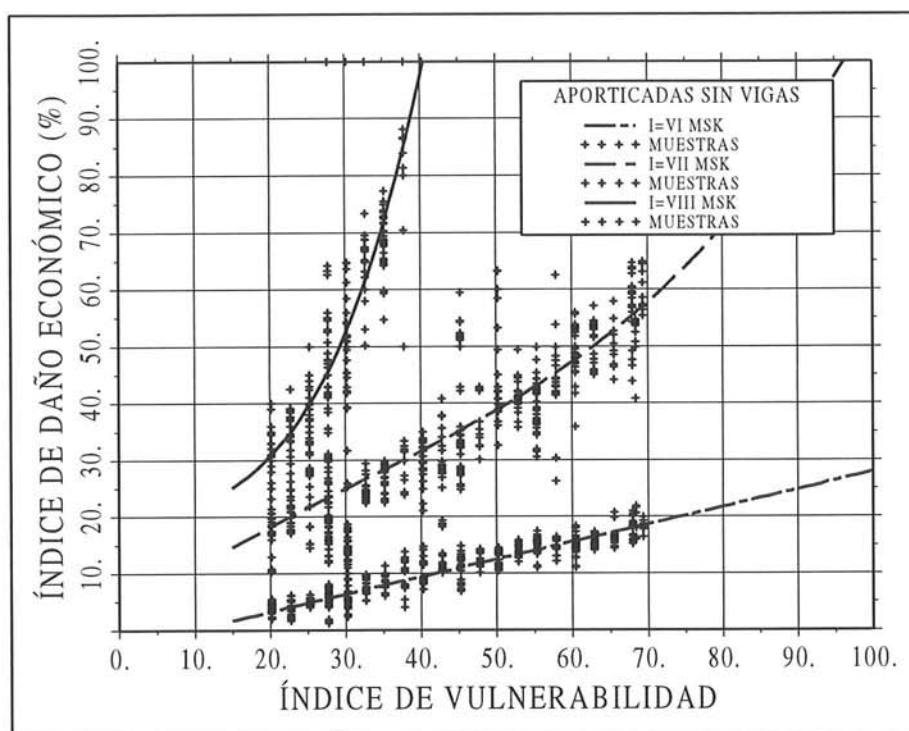


Figura 3.31 Funciones de vulnerabilidad para estructuras de hormigón armado aporricadas con losas planas, para diferentes intensidades macrosísmicas.

Tabla 3.6 Valores de los parámetros de las funciones de vulnerabilidad de estructuras de hormigón armado aporricadas con losas planas y coeficiente de correlación alcanzado.

Intensidad	a	b	c	d	$R(\%)$
VIMSK	-2.9	0.31	0.00	0.00	84.1
VIIMSK	1.7	1.0	-1.1×10^{-2}	1.2×10^{-4}	67.1
VIIIMSK	10.3	1.5	-6.3×10^{-2}	2.0×10^{-3}	83.7

tema resistente a base de pórticos con losas planas, será incluso bastante más frágil que las estructuras aporricadas con vigas de la zona. La ductilidad se espera también que sea nula, debido al pésimo comportamiento sísmico de esta tipología estructural. Puede observarse que, para una aceleración correspondiente a la intensidad VI MSK, todas las estructuras podrían ser reparables, mientras que para intensidad VII lo serían únicamente un pequeño porcentaje de ellas. Para intensidad VIII, serían muy escasas las estructuras que sobrevivirían al terremoto. Para intensidad IX se espera la total destrucción de este tipo de edificios.

De igual manera que se hizo en el anterior apartado, se estudian a continuación dos edificios de similares dimensiones en planta y en elevación; el primero de buena calidad sísmica, con un $I_v = 20$, y el segundo de mala calidad con un $I_v = 60$. Sometiendo los pórticos interiores a un análisis tipo *push-over*, se obtienen los resultados presentados en la figura 3.32, tanto para los modelos con conexiones losa-columna rígidas, como para los modelos con deformabilidad en las conexiones. Se superpone en la misma figura la respuesta del edificio

aporticado sismo-resistente utilizado en el anterior apartado.

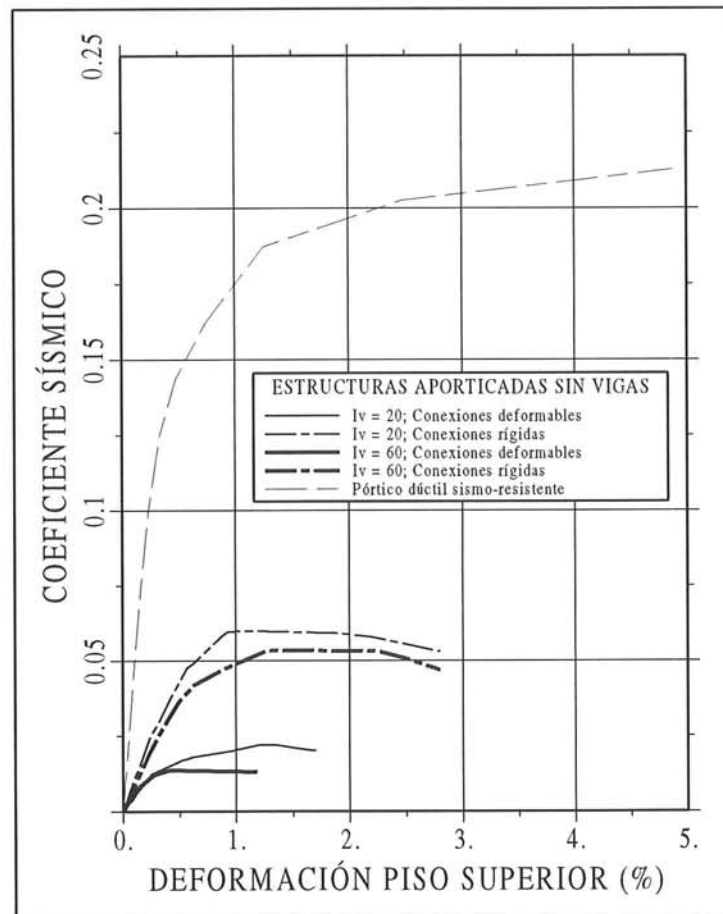


Figura 3.32 Resultados del análisis *push-over* sobre estructuras aporticadas con losas planas, para diferentes índices de vulnerabilidad, y diferencias entre resistencias de pórticos con conexiones rígidas y con conexiones deformables.

La figura 3.32 confirma el comportamiento frágil de las estructuras analizadas. Puede observarse que los coeficientes sísmicos resistentes son inferiores a 0.06, siempre y cuando los nudos tuvieran suficiente rigidez. Al modelar la deformabilidad de los nudos, los coeficientes sísmicos máximos llegan a 0.02 y 0.015, es decir, ninguna de las estructuras de la zona estudiada cumplirían con el coeficiente sísmico impuesto por la norma sismo-resistente vigente en el tiempo de su diseño. Ninguno de los modelos presenta ductilidad, puesto que llegan tan sólo al 1% de deformación del piso superior en el instante de máxima resistencia. Las diferencias con la curva correspondiente al pórtico dúctil sismo-resistente son excesivas.

Las histéresis obtenidas del análisis dinámico no-lineal de las mismas estructuras, sujetas a desplazamientos forzados cíclicos similares a los utilizados en el apartado anterior se presentan en las figuras 3.33 y 3.34 (para el caso de las estructuras con $I_v = 20$, con conexiones rígidas y deformables, respectivamente) y en las figuras 3.35 y 3.36 (para el caso de las estructuras con $I_v = 60$).

Del análisis de las ciclos histeréticos se puede concluir, que los modelos con nudos rígidos son muy parecidos, presentando un deterioro moderado de la

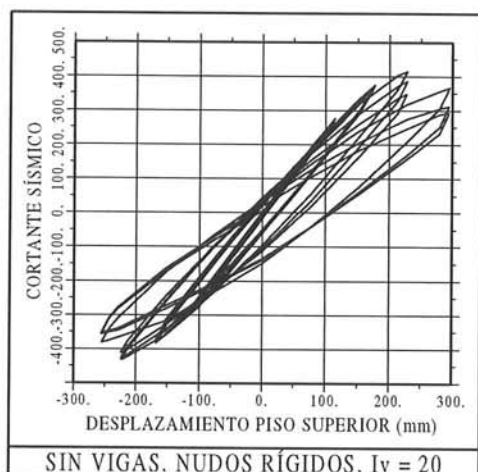


Figura 3.33 Histéresis de edificio sin vigas, $I_v = 20$, conexiones rígidas.

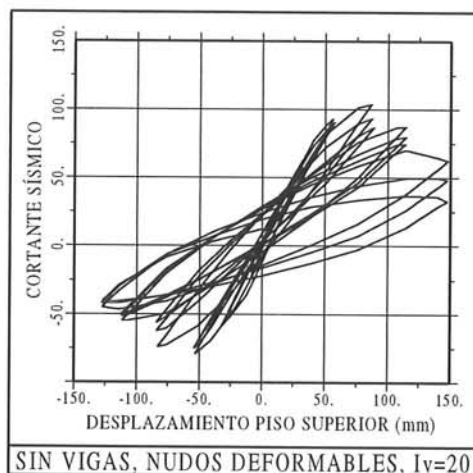


Figura 3.34 Histéresis de edificio sin vigas, $I_v = 20$, conexiones flexibles.

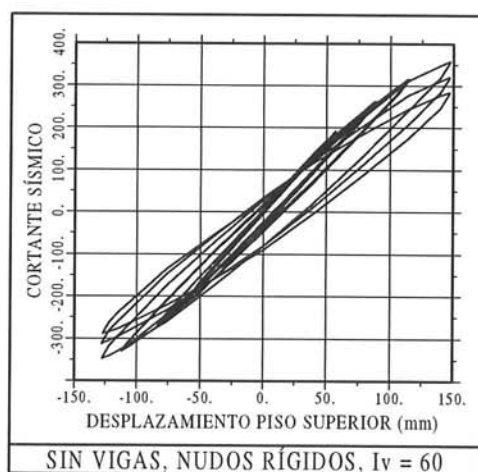


Figura 3.35 Histéresis de edificio sin vigas, $I_v = 60$, conexiones rígidas.



Figura 3.36 Histéresis de edificio sin vigas, $I_v = 60$, conexiones flexibles.

rigidez y resistencia, sin presentar un efecto *pinching* excesivo. Los modelos con deformabilidad de nudos presentan un comportamiento sísmicamente deficiente, con un severo deterioro tanto de la rigidez como de la resistencia, mientras que el efecto *pinching* se nota de manera muy acentuada. Así mismo, la similitud entre las histéresis de los modelos con deformabilidad de conexiones y las histéresis de los modelos experimentales mostrados en la referencia (8) es bastante satisfactoria.

3.10.3 Estudio probabilista

Utilizando todos los resultados de la simulación, tanto para los edificios aporticados con vigas como para los edificios aporticados con losas planas, puede realizarse un estudio probabilista similar al realizado en la referencia (8) para el caso de las estructuras de mampostería no reforzada. Así mismo, el método de simulación por Monte Carlo ha sido optimizado al utilizar una técnica eficiente de muestreo. Del ajuste de modelos probabilistas a los histogramas de resultados de la simulación y, después de la comprobación de la validez de dichas leyes mediante pruebas de la bondad del ajuste, pueden discretizarse dichos modelos y generar matrices de probabilidad de daño, aplicables a las tipologías de edificios aquí estudiados. Estos ajustes se realizan sobre los valores correspondientes a bandas del índice de vulnerabilidad de ancho 10, apropiadamente agrupadas considerando los valores límites inferior y superior de dicho índice según la tipología estructural considerada.

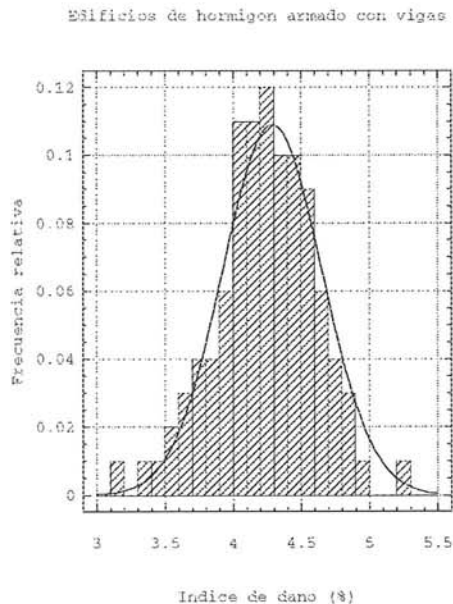


Figura 3.37 Histograma y distribución Normal del daño, $I_v = [25, 35]$, $I = VII$ MSK; edificios con vigas.

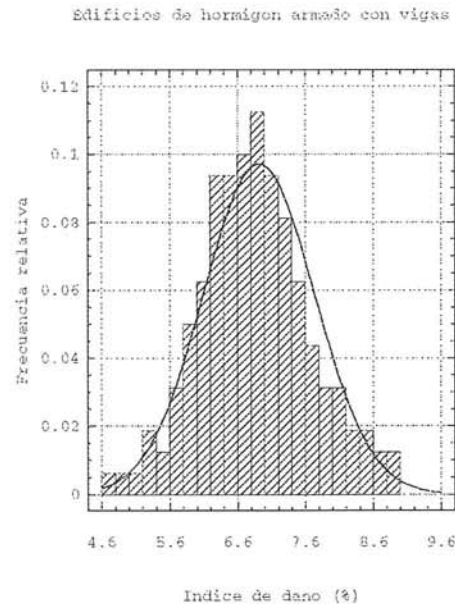


Figura 3.38 Histograma y distribución Normal del daño, $I_v = [55, 100]$, $I = VII$ MSK; edificios con vigas.

En las figuras 3.37 a 3.44 inclusives, se presentan algunos de los histogramas de los resultados obtenidos y los modelos probabilistas que los ajustan, en su mayoría leyes de distribución normal y log-normal; cada gráfica representa los resultados de una banda del índice de vulnerabilidad para una de las tipologías estructurales estudiadas y para una intensidad macrosísmica determinada. Así mismo, agrupando los modelos probabilistas pueden obtenerse las curvas de fragilidad correspondientes a cada tipología estructural. A manera de ejemplo, las

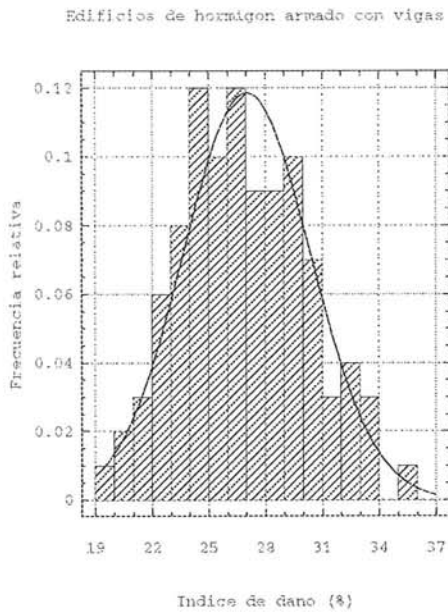


Figura 3.39 Histograma y distribución Normal del daño, $I_v = [35, 45]$, $I = VIII$ MSK; edificios con vigas.

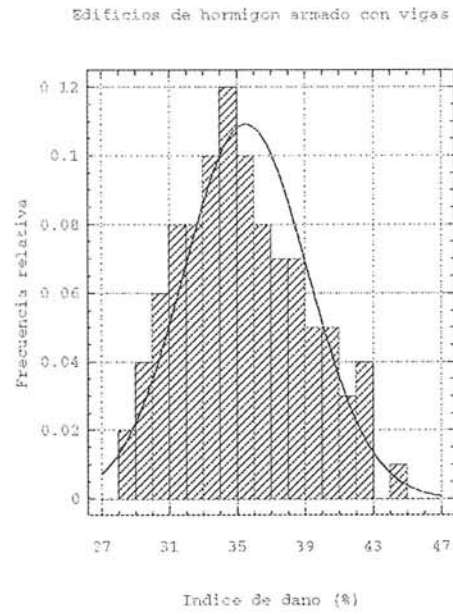


Figura 3.40 Histograma y distribución Normal del daño, $I_v = [45, 55]$, $I = VIII$ MSK; edificios con vigas.

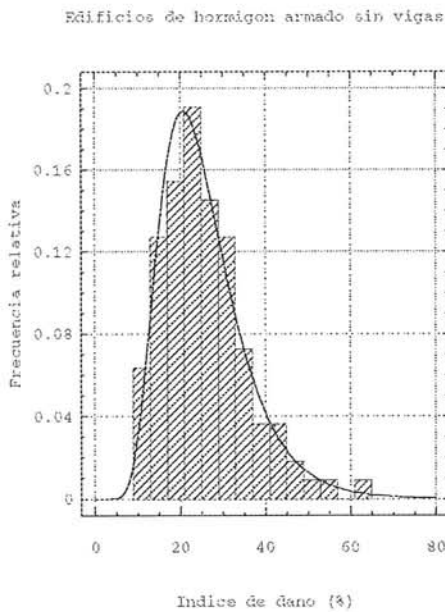


Figura 3.41 Histograma y distribución Log-normal del daño, $I_v = [25, 35]$, $I = VII$ MSK; edificios sin vigas.

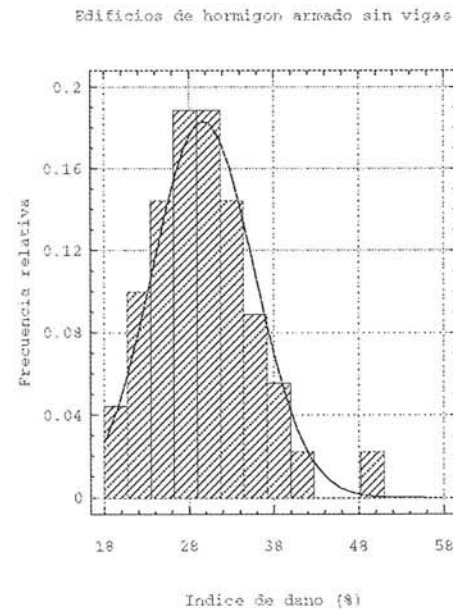


Figura 3.42 Histograma y distribución Normal del daño, $I_v = [35, 45]$, $I = VII$ MSK; edificios sin vigas.

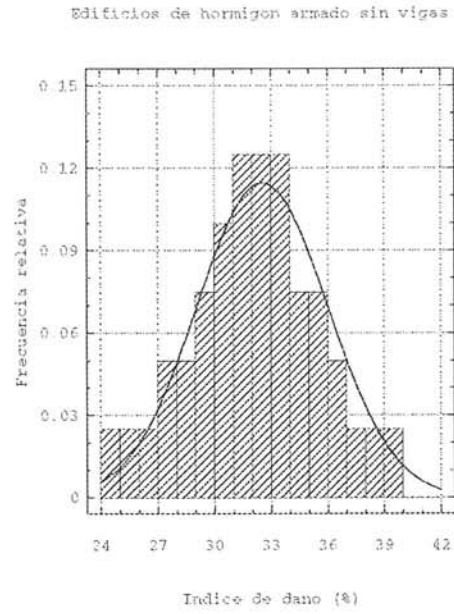
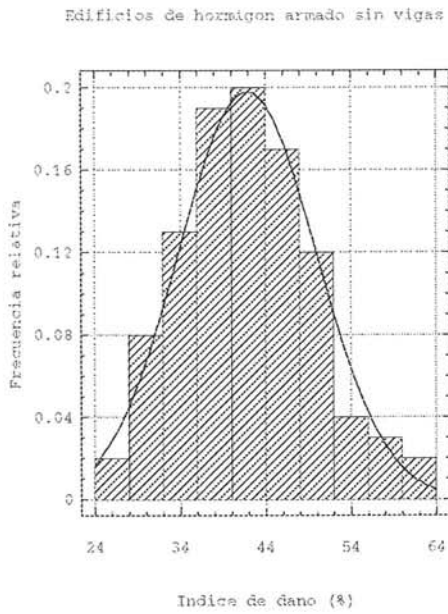


Figura 3.43 Histograma y distribución Log-normal del daño, $I_v = [45, 55]$, $I = VII$ MSK; edificios sin vigas.

Figura 3.44 Histograma y distribución Normal del daño, $I_v = [0, 25]$, $I = VIII$ MSK; edificios sin vigas.

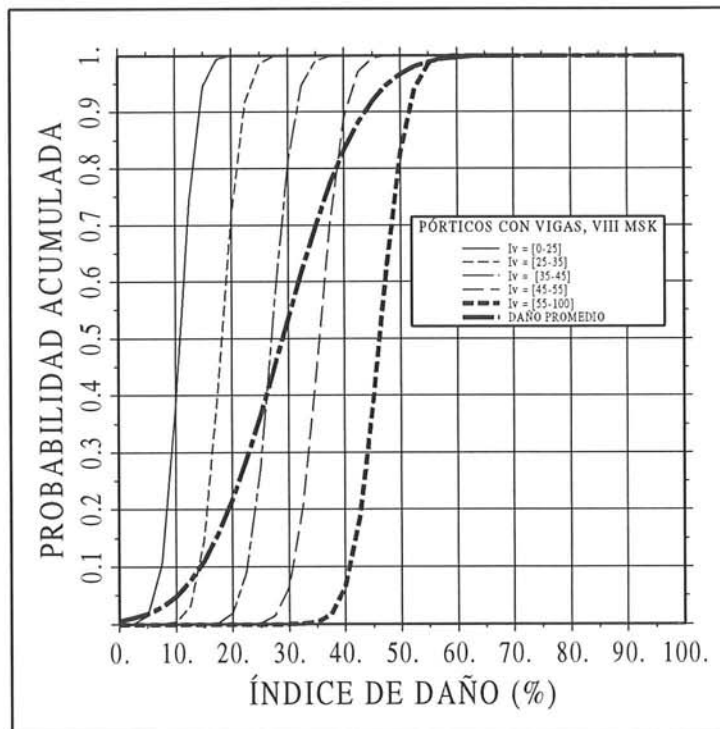


Figura 3.45 Curvas de fragilidad para edificios de hormigón armado aperticados con vigas, por bandas de valores del índice de vulnerabilidad, intensidad VIII MSK.

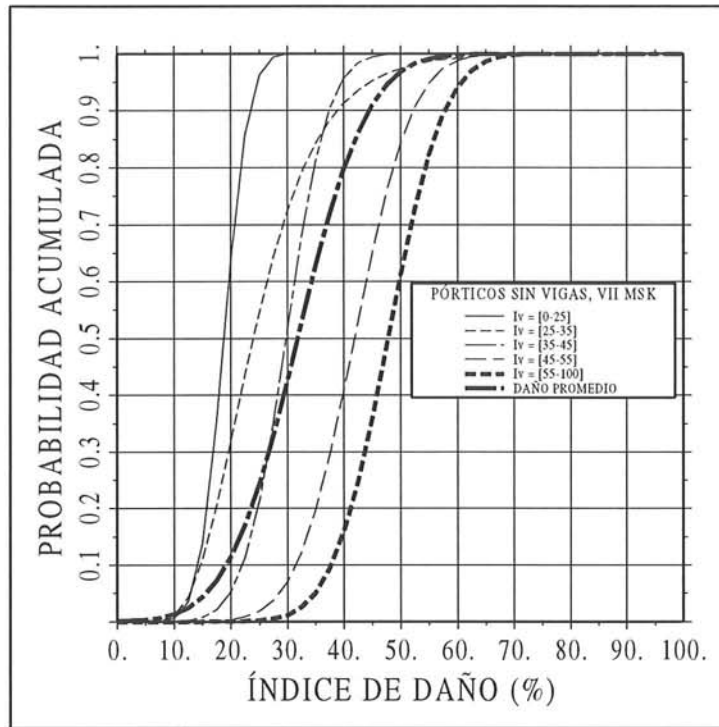


Figura 3.46 Curvas de fragilidad para edificios de hormigón armado aporticados con losas planas, por bandas de valores del índice de vulnerabilidad, intensidad VIII MSK.

figuras 3.45 y 3.46 presentan este tipo de curvas. La curva correspondiente al daño promedio de las últimas gráficas se obtiene como resultado de analizar el histograma de frecuencias y los modelos probabilistas que se ajustan a todos los datos de daños de los edificios, sin considerar el valor de su índice de vulnerabilidad, de la misma forma que se procedió en la referencia (8) para el caso de los edificios de mampostería no reforzada.

A partir de la discretización de los modelos probabilistas en cada banda de valores del índice de vulnerabilidad, para cada intensidad macrosísmica y para cada tipología estructural, pueden obtenerse las matrices de probabilidad de daño aplicables a la zona de estudio. Por un lado, discretizando la función de densidad de probabilidad del índice de vulnerabilidad se obtienen los valores de las tablas 3.7 y 3.8, para cada tipología estudiada. Por otro lado, discretizando la función de densidad de los modelos que ajustan los datos del índice de daño, se obtendrán las matrices de las tablas 3.9 y 3.10 (para edificios aporticados con vigas, intensidades VIII y IX MSK) y de las tablas 3.11-3.13 (para edificios aporticados con losas planas, intensidades VI, VII y VIII MSK). En el eje horizontal se encuentran los rangos de discretización del índice de daño en bandas de 20%, tal como lo hace la escala MSK, y en el vertical los rangos del índice de vulnerabilidad considerados, una tabla para cada intensidad macrosísmica. Es necesario mencionar que, para el caso de los edificios aporticados con vigas no se presentan las matrices para intensidades VI y VII MSK, puesto que el daño que sufren es menor al 20% y, por lo tanto, las matrices estarán llenas de ceros a excepción de la primera columna, la cual estará llena de unos. Para el caso de las estructuras aporticadas con losas planas no se presenta la matriz para la

intensidad IX MSK, puesto que todos los edificios llegan al colapso total o son completamente irreparables para un terremoto de esas características y, por lo tanto, la matriz que correspondería a dicha intensidad sería nula a excepción de la última columna, con todas sus casillas iguales a uno.

Finalmente, al discretizar las funciones de densidad de los modelos ajustados a los histogramas de todos los resultados de los edificios por tipología, pero sin considerar su índice de vulnerabilidad, pueden obtenerse las matrices de probabilidad de daño promedio regional de dichos edificios. Estas matrices se presentan en las tablas 3.14 y 3.15, para estructuras aporticadas con vigas y con losas planas, respectivamente. Para propósitos comparativos, se presentan también en la tabla 3.16 los resultados del estudio realizado por Gülkan *et al.*⁽¹²⁴⁾, a partir de los levantamientos del daño de más de 30.000 edificios ocasionados por terremotos ocurridos en los últimos 30 años en Turquía.

Tabla 3.7 Valores de $f(I_v)$ discretizada, del modelo ajustado a los datos simulados mediante una distribución normal, para edificios de hormigón armado aporticados con vigas.

Rango de I_v	Valor de $f(I_v)$
0 – 25	0.1210
25 – 35	0.2157
35 – 45	0.2916
45 – 55	0.2308
55 – 100	0.1410

Tabla 3.8 Valores de $f(I_v)$ discretizada, del modelo ajustado a los datos simulados mediante una distribución normal, para edificios de hormigón armado aporticados con losas planas.

Rango de I_v	Valor de $f(I_v)$
0 – 25	0.1435
25 – 35	0.2311
35 – 45	0.2901
45 – 55	0.2144
55 – 100	0.1209

Tabla 3.9 Valores de $f(d | I_v, I)$ discretizados, del modelo ajustado a los datos simulados de edificios de hormigón armado aporticados con vigas, I=VIII MSK.

$f(d I_v, I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
0 – 25	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
25 – 35	0.715	0.285	0.000	0.000	0.000
35 – 45	0.019	0.981	0.000	0.000	0.000
45 – 55	0.000	0.890	0.110	0.000	0.000
55 – 100	0.000	0.065	0.934	0.000	0.000

Tabla 3.10 Valores de $f(d | I_v, I)$ discretizados, del modelo ajustado a los datos simulados de edificios de hormigón armado aporticados con vigas, I=IX MSK.

$f(d I_v, I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
0 – 25	0.232	0.709	0.059	0.000	0.000
25 – 35	0.000	0.016	0.614	0.367	0.003
35 – 45	0.000	0.000	0.022	0.288	0.535
45 – 55	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
55 – 100	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Tabla 3.11 Valores de $f(d | I_v, I)$ discretizados, del modelo ajustado a los datos simulados de edificios de hormigón armado aporticados con losas planas, I=VI MSK.

$f(d I_v, I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
0 – 25	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
25 – 35	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
35 – 45	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
45 – 55	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
55 – 100	0.965	0.035	0.000	0.000	0.000

Tabla 3.12 Valores de $f(d | I_v, I)$ discretizados, del modelo ajustado a los datos simulados de edificios de hormigón armado aporticados con losas planas, I=VII MSK.

$f(d I_v, I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
0 – 25	0.636	0.364	0.000	0.000	0.000
25 – 35	0.319	0.593	0.080	0.007	0.001
35 – 45	0.052	0.905	0.043	0.000	0.000
45 – 55	0.003	0.405	0.580	0.012	0.000
55 – 100	0.000	0.159	0.782	0.059	0.000

Tabla 3.13 Valores de $f(d | I_v, I)$ discretizados, del modelo ajustado a los datos simulados de edificios de hormigón armado aporticados con losas planas, I=VIII MSK.

$f(d I_v, I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
0 – 25	0.000	0.984	0.016	0.000	0.000
25 – 35	0.004	0.313	0.477	0.165	0.034
35 – 45	0.000	0.000	0.012	0.261	0.577
45 – 55	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
55 – 100	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

3.11 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS FINALES DE LA SIMULACIÓN

No existen en la literatura muchos trabajos acerca de matrices y funciones de vulnerabilidad para estructuras de hormigón armado. La mayoría de ellos no distinguen entre tipologías de edificios, como se ha hecho en esta investigación⁽¹²⁵⁾. Todos esos trabajos han sido realizados a partir de observaciones de daños reales; sin embargo, no existen estudios que utilicen la simulación a gran

Tabla 3.14 Matriz de probabilidad de daño obtenida del modelo ajustado a la totalidad de los datos, para varias intensidades; estructuras aporricadas con vigas.

$P(d I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
<i>VI MSK</i>	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>VII MSK</i>	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>VIII MSK</i>	0.22	0.62	0.16	0.00	0.00
<i>IX MSK</i>	0.01	0.05	0.15	0.26	0.28

Tabla 3.15 Matriz de probabilidad de daño obtenida del modelo ajustado a la totalidad de los datos, para varias intensidades; estructuras aporricadas con losas planas.

$P(d I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
<i>VI MSK</i>	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>VII MSK</i>	0.11	0.68	0.20	0.00	0.00
<i>VIII MSK</i>	0.02	0.08	0.18	0.27	0.25
<i>IX MSK</i>	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Tabla 3.16 Matriz de probabilidad de daño para edificios de hormigón armado propuesta por Gülkan *et al.*⁽¹²⁴⁾

$P(d I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 100
<i>VI MSK</i>	0.80	0.18	0.02	0.00
<i>VII MSK</i>	0.60	0.20	0.14	0.06
<i>VIII MSK</i>	0.15	0.30	0.40	0.15
<i>IX MSK</i>	0.10	0.25	0.35	0.30

escala para generar la información que se precisa⁽⁵⁾. Los modelos teóricos del comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado han sido utilizados en dichos estudios únicamente para simular estructuras específicas, mas nó con miras a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de zonas urbanas.

Respecto a los resultados obtenidos, puede decirse que los edificios de hormigón armado presentan una gran fragilidad y que elevarán sin duda y de manera considerable el riesgo sísmico de la zona. Tanto las matrices de probabilidad de daño como las funciones de vulnerabilidad demuestran que, para el caso de las estructuras aporricadas con vigas y para intensidades VIII o superiores, el comportamiento sísmico es muy deficiente, mientras que las estructuras aporricadas con losas planas presentan un pésimo comportamiento para intensidades VII o superiores. Es evidente, que la presencia de vigas mejora notablemente la resistencia de los edificios; sin embargo, los detalles no dúctiles de los elementos estructurales debilitan a una y a otra tipología.

En cuanto a las funciones de vulnerabilidad, puede observarse una pendiente creciente, con una tasa de crecimiento bastante alta, debido a la fragilidad de las estructuras. Así mismo, puede observarse que no ha sido posible generarse edificios hipotéticos con índices de vulnerabilidad menores que 15 y mayores que 70. Esto se debe a que la aleatoriedad de las variables consideradas en la generación de las estructuras responde a la realidad de las construcciones de la

zona estudiada. Ésta es también la razón del agrupamiento de los edificios en las bandas de ancho constantes del índice de vulnerabilidad, utilizadas en las matrices de probabilidad de daño.

Puede observarse también, que ninguna de las estructuras cumple con la filosofía de diseño sísmico. Se presume que algunas de ellas fueron, efectivamente, diseñadas considerando cargas laterales derivadas de la normativa sismo-resistente vigente en su época de construcción. Esta conclusión puede obtenerse del análisis *push-over* realizado en este capítulo; sin embargo, los edificios llegarían a esas resistencias siempre y cuando se hayan utilizado criterios de detallamiento y de refuerzo que proporcionen adecuada ductilidad a las estructuras.

Realizando una comparación entre las matrices de daño generadas y las obtenidas por Gülkan *et al.* en base a datos reales de daños, no se encuentra una similitud apreciable, lo que corrobora una vez más que la aplicación de información obtenida en otras regiones distinta a la de estudio puede generar errores en la estimación de la vulnerabilidad de la región. Una vez más, puede concluirse que otros métodos de estimación subjetiva de la vulnerabilidad pueden tratarse como casos particulares del método propuesto en el presente trabajo.

Finalmente, puede afirmarse que la metodología ha proporcionado la información que se necesita para poder realizar estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico. Debido a que no se dispone de datos reales sobre daños en las estructuras con los cuales calibrar los modelos teóricos, se han utilizado los más refinados y actualizados modelos, intentando compensar la falta de información con la mejor técnica de simulación disponible.

REFERENCIAS

1. A. M. Reinhorn, M. J. Seidel, S. K. Kunnath y Y. J. Park, "Damage Assessment of Reinforced Concrete Structures in Eastern United States", *Technical Report NCEER-88-0016*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1988.
2. N. Noceviski y J. T. Petrovski, "Analytical vulnerability functions of earthquake resistant and non-resistant buildings", *Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, 2, 1099-1103, 1994.
3. C. Thibault y P. Velkov, "Evaluation of seismic vulnerability of an urban neighbourhood in Nice", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, 1, 92-100, 1995.
4. A. Kappos, K. Pitilakis, K. Stylianidis y K. Morfidis, "Cost-benefit analysis for the seismic rehabilitation of buildings in Thessaloniki, based on a hybrid method of vulnerability assessment", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, 1, 406-413, 1995.
5. M. Dolce, A. Kappos, G. Zuccaro y A. W. Coburn, "Report of the EAEE Working Group 3: Vulnerability and risk analysis", *Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, 4, 3049-3077, 1994.
6. H. H. M. Hwang y J. R. Huo, "Generation of Hazard-Consistent Fragility Curves

- for Seismic Loss Estimation Studies”, *Technical Report NCEER-94-0015*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1994.
7. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*, Monografía de Ingeniería Sísmica **IS-14**, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1995.
 8. F. Yépez, *Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no-lineal de estructuras de hormigón armado*, Monografía de Ingeniería Sísmica **IS-19**, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1996.
 9. S. Oller, A. H. Barbat, E. Oñate y A. Hanganu, “A damage model for the seismic analysis of building structures”, *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, **5**, 2593-2598, 1992.
 10. M. N. Fardis y F. C. Filippou, “Frame members in bending with or without axial force”, *Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Alternate Actions Inducing Inelastic Response*, Bulletin d’information No. 220, Comité Euro-International du Béton (CEB), **2**, 11-134, Lausanne, 1994.
 11. A. M. Reinhorn y S. K. Kunnath, “IDARC: Computer program for inelastic damage analysis of reinforced concrete structures”, *Buildings and Non-Structural Components*, 29-40, 1994.
 12. S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn y J. F. Abel, “A computational tool for evaluation of seismic performance of reinforced concrete buildings”, *Computers & Structures*, **41(1)**, 157-173, 1991.
 13. A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath y N. Panahshadi, “Modeling of R/C Building Structures With Flexible Floor Diaphragms (IDARC2)”, *Technical Report NCEER-88-0035*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1988.
 14. A. G. da Costa, “Análise Sísmica de Estruturas Irregulares”, *Tesis Doctoral*, Faculdade de Engenharia do Universidade do Porto, Lisboa, 1990.
 15. E. C. Carvalho y E. Coelho, “Global structural behaviour of bare frames”, *Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Alternate Actions Inducing Inelastic Response*, Bulletin d’information No. 220, Comité Euro-International du Béton (CEB), **2**, 222-309, Lausanne, 1994.
 16. S. Oller, B. Luccioni y A. H. Barbat, “Un método de evaluación del daño sísmico en estructuras de hormigón armado”, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería RIMNE*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, **2**, Barcelona, 1996.
 17. C. Zeris y S. A. Mahin, “Analysis of reinforced concrete beam-columns under uniaxial excitation”, *Journal of Structural Division, ASCE*, **111(4)**, 804-820, 1988.
 18. C. Zeris y S. A. Mahin, “Behaviour of reinforced concrete structures subjected to biaxial excitations”, *Journal of Structural Division, ASCE*, **117(ST9)**, 2657-2673, 1991.
 19. S. A. Anagnostopoulos, “Inelastic beams for seismic analysis of structures”, *Journal of Structural Division, ASCE*, **107(ST7)**, 1297-1311, 1981.
 20. M. Suko y P. F. Adams, “Dynamic analysis of multibay multistory frames”, *Journal of Structural Division, ASCE*, **97(ST10)**, 804-820, 1971.

21. Y. J. Park, A. M. Reinhorn y S. K. Kunnath, "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame — Shear-Wall Structures", *Technical Report NCEER-87-0008*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1987.
22. S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn y Y. J. Park, "Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures", *Journal of Structural Division, ASCE*, **116(4)**, 996-1017, 1990.
23. S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn y R. F. Lobo, "IDARC Version 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures", *Technical Report NCEER-92-0022*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
24. U. Yalcin y A. J. Durrani, "Effect of slab on inelastic response of R/C buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **119(5)**, 1374-1387, 1993.
25. H. S. Saffarini y M. M. Qudaimat, "In-plane floor deformations in RC structures", *Journal of Structural Division, ASCE*, **118(11)**, 3089-3102, 1992.
26. B. M. Shahrooz, S. J. Pantazopoulou y S. P. Chern, "Modeling slab contribution in frame connections", *Journal of Structural Division, ASCE*, **118(9)**, 2475-2494, 1992.
27. A. H. Barbat y J. M. Canet, *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas*, 2da. Edición, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, 1994.
28. R. W. Clough y J. Penzien, *Dynamic of Structures*, McGraw Hill inc., New York, 1993.
29. R. R. Craig, *Structural Dynamics*, John Wiley & Sons, New York, 1981.
30. L. E. Wilson y H. Habibullah, "Static and dynamic analysis of multistory buildings, including P-delta effects", *Earthquake Spectra*, **3(2)**, 1987.
31. M. S. Williams y R. G. Sexsmith, "Seismic damage indices for concrete structures: A state-of-the-art review", *Earthquake Spectra*, **11(2)**, 319-349, 1995.
32. E. Miranda, "Seismic Evaluation and Upgrading of Existing Buildings", *Ph. D. Thesis*, University of California at Berkeley, 1991.
33. S. K. V. Gunturi, "Building-Specific Earthquake Damage Estimation", *Ph. D. Thesis*, Department of Civil Engineering, Stanford University, 1993.
34. D. D. Leon y A. H-S. Ang, "A damage model for reinforced concrete buildings: Further Study with the 1985 Mexico City Earthquake", *Proceedings of the Sixth International Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR'93*, Innsbruck, **3**, 2081-2088, 1993.
35. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, "A method to perform computer simulations of damage in buildings for seismic risk evaluations", *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, 1996 (aceptado).
36. G. W. Hoffmann, S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn y J. B. Mander, "Gravity-Load-Designed Reinforced Concrete Buildings: Seismic Evaluation of Existing Construction and Detailing Strategies for Improved Seismic Resistance", *Technical Report NCEER-92-0016*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.

37. S. K. Kunnath, G. Hoffmann, A. M. Reinhorn y J. B. Mander, "Gravity-load-designed reinforced concrete buildings, Part I: Seismic evaluation of existing construction", *ACI Structural Journal*, **92(3)**, 343-354, 1995.
38. J. M. Bracci, A. M. Reinhorn y J. B. Mander, "Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed for gravity loads: Performance of structural system", *ACI Structural Journal*, **92(5)**, 597-609, 1995.
39. A. Beres, R. N. White y P. Gergely, "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Frame Structures with Nonductile Details, Part I: Summary of Experimental Findings of Full Scale Beam-Column Joint Tests", *Technical Report NCEER-92-0024*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
40. S. K. Kunnath, G. Hoffmann, A. M. Reinhorn y J. B. Mander, "Gravity-load-designed reinforced concrete buildings, Part II: Evaluation of detailing enhancements", *ACI Structural Journal*, **92(4)**, 471-478, 1995.
41. A. Beres, S. El-Borgi, R. N. White y P. Gergely, "Experimental Results of Repaired and Retrofitted Beam-Column Joint Test in Lightly Reinforced Concrete Frame Buildings", *Technical Report NCEER-92-0025*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
42. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary*, American Concrete Institute, Detroit, 1989.
43. T. Paulay y M. J. N. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992.
44. T. Paulay, "Equilibrium criteria for reinforced concrete beam-column joints", *ACI Structural Journal*, **86(6)**, 635-643, 1989.
45. S. P. Pessiki, C. H. Conley, P. Gergely y R. N. White, "Seismic Behaviour of Lightly-Reinforced Concrete Column and Beam-Column Joint Details", *Technical Report NCEER-90-0014*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1990.
46. R. Park y T. Paulay, *Estructuras de Concreto Reforzado*, 6ta. edición, Editorial Noriega - Limusa, México, 1991.
47. ACI-ASCE 352, "Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures", *ACI Journal*, **82**, 266-283, 1985.
48. D. F. Menheit y J. O. Jirsa, "Shear strength of R. C. beam-column connections", *Journal of Structural Division, ASCE*, **107(11)**, 2227-2244, 1981.
49. ACI-ASCE 352, "Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures", *ACI Journal*, **73**, 1976.
50. M. J. N. Priestley y G. M. Calvi, "Towards a capacity-design assessment procedure for reinforced concrete frames", *Earthquake Spectra*, **7(3)**, 413-437, 1991.
51. T. Paulay, R. Park y M. J. N. Priestley, "Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions", *ACI Structural Journal*, **75(11)**, 585-593, 1978.
52. R. Park, "Ductile design approach for reinforced concrete frames", *Earthquake Spectra*, **2(3)**, 565-620, 1986.
53. ACI-ASCE 352, "Recommendations for design of slab-column connections in monolithic reinforced concrete structures", *ACI Structural Journal*, **85(6)**, 675-696, 1988.

54. J. P. Moehle, M. E. Kreger y R. Leon, "Background to recommendations for design of reinforced concrete slab-column connections", *ACI Structural Journal*, **85(6)**, 636-644, 1988.
55. A. J. Durrani, Y. Du y Y. H. Luo, "Seismic Resistance on non-ductile slab-column connections in existing flat-slab buildings", *ACI Structural Journal*, **92(4)**, 479-487, 1995.
56. A. J. Durrani y Y. Du, "Seismic Resistance of Slab-Column Connections in Existing Non-Ductile Flat-Plate Buildings", *Technical Report NCEER-92-0010*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
57. F. Vecchio y M. Collins, "Investigating the collapse of a warehouse", *ACI Concrete International Journal*, March, 73-78, 1990.
58. ASCE-ACI Task Committee 426, "The shear strength of reinforced concrete member slabs", *Journal of Structural Division, ASCE*, **100(ST8)**, 1543-1591, 1974.
59. N. M. Hawkins y D. Mitchell, "Progressive collapse of flat plate structures", *ACI Journal*, **76(7)**, 775-808, 1979.
60. W. H. Dilger y A. Ghali, "Shear reinforcement for concrete slabs", *Journal of Structural Division, ASCE*, **107(ST12)**, 2403-2420, 1981.
61. A. D. Pan y J. P. Moehle, "An experimental study of slab-column connections", *ACI Structural Journal*, **89(6)**, 626-638, 1992.
62. J. P. Moehle, "Strength of slab-column edge connections", *ACI Structural Journal*, **85(1)**, 89-98, 1988.
63. Y. J. Park, "Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design for Reinforced Concrete Structures", *Ph. D. Thesis*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1985.
64. Y. J. Park, A. H-S. Ang y Y. K. Wen, "Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R. C. Buildings", *Structural Research Series*, Report No. 516, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, 1984.
65. Y. J. Park y A. H-S. Ang, "Mechanistic seismic damage model of reinforced concrete", *Journal of Structural Division, ASCE*, **111(ST4)**, 722-739, 1985.
66. Y. J. Park, A. M. Reinhorn y S. K. Kunnath, "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, **7**, 211-216, 1988.
67. Y. J. Park, A. H. S. Ang y Y. K. Wen, "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **111**, 740-757, 1985.
68. J. M. Bracci, A. M. Reinhorn, J. B. Mander y S. K. Kunnath, "Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of Reinforced Concrete Structures", *Technical Report NCEER-89-0033*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1989.
69. S. K. V. Gunturi y H. C. Shah, "Building specific damage estimation", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, **10**, 6001-6006, 1992.
70. A. Kappos, "Analytical prediction of the collapse earthquake for R/C buildings: Suggested methodology", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20**, 167-176, 1991.

71. A. Kappos, "Analytical prediction of the collapse earthquake for R/C buildings: Case studies", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20**, 177-190, 1991.
72. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, "Simulación de escenarios de daño sísmico en zonas urbanas", *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería RIMNE*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1996 (aceptado).
73. A. M. Reinhorn, M. J. Seidel, S. K. Kunnath y Y. J. Park, "Damage Assessment of Reinforced Concrete Structures in Eastern United States", *Technical Report NCEER-88-0016*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1988.
74. B. R. Ellingwood y A. H. S. Ang, "Risk-based evaluation of design criteria", *Journal of Structural Division, ASCE*, **100(9)**, 1771-1788, 1974.
75. S. A. Mirza y J. G. MacGregor, "Variation in dimensions of reinforced concrete members", *Journal of Structural Division, ASCE*, **105(4)**, 751-765, 1979.
76. F. F. Udoeyo y P. I. Ugbem, "Dimensional variations in reinforced-concrete members", *Journal of Structural Division, ASCE*, **121(12)**, 1865-1867, 1995.
77. B. R. Ellingwood y H. Hwang, "Probabilistic descriptions of resistance of safety-related structures in nuclear power plant", *Nuclear Engineering and Design*, **88**, 167-178, 1985.
78. S. A. Mirza, M. Hatzinikolas y J. G. MacGregor, "Statistical description of strength of concrete", *Journal of Structural Division, ASCE*, **105(6)**, 1021-1036, 1979.
79. S. A. Mirza y J. G. MacGregor, "Variability of mechanical properties of reinforcing bars", *Journal of Structural Division, ASCE*, **105(5)**, 921-937, 1979.
80. A. H-S. Ang y C. A. Cornell, "Reliability bases of structure safety and design", *Journal of Structural Division, ASCE*, **100(9)**, 1755-1769, 1974.
81. Y. H. Luo, A. Durrani y J. P. Conte, "Seismic reliability assessment of existing R/C flat-slab buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **121(10)**, 1522-1530, 1995.
82. Y. S. Chung, "Automated Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Frames", *Ph.D. Thesis*, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, Columbia University, New York, 1988.
83. Y. S. Chung, C. Meyer y M. Shinozuka, "Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Members", *Technical Report NCEER-87-0022*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1987.
84. Y. S. Chung, M. Shinozuka y C. Meyer, "Automated Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings", *Technical Report NCEER-88-0024*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1988.
85. Y. S. Chung, C. Meyer y M. Shinozuka, "Modeling of concrete damage", *ACI Structural Journal*, **86(3)**, 259-271, 1989.
86. A. Florian, "An efficient sampling scheme: Updated Latin Hypercube Sampling", *Probabilistic Engineering Mechanics*, **7**, 123-130, 1992.
87. R. L. Iman y W. J. Conover, "Small sample sensitivity analysis techniques for computer models, with an application to risk assessment", *Communications in Statistics*, **A9(17)**, 1749-1842, 1980.

88. R. L. Iman y W. J. Conover, "A distribution-free approach to inducing rank correlation among input variables", *Communications in Statistics*, **B(11)**, 311-334, 1982.
89. V. Krístek y Z. P. Bazant, "Shear lag effect and uncertainty in concrete box girder creep", *Journal of Structural Division, ASCE*, **113(3)**, 557-574, 1987.
90. Z. P. Bazant y K. L. Liu, "Random creep and shrinkage in structures: sampling", *Journal of Structural Division, ASCE*, **111(5)**, 1113-1134, 1985.
91. B. M. Ayyub y L. Kwan-Ling, "Structural reliability assessment using latin hypercube sampling", *Proceedings of the Fifth International Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR'89*, San Francisco, 1177-1184, 1989.
92. J. M. O'Connor y B. Ellingwood, "Reliability of nonlinear structures with seismic loading", *Journal of Structural Division, ASCE*, **113(5)**, 1011-1028, 1987.
93. H. H-M. Hwang y J. Jing-Wen, "Probabilistic damage analysis of structures", *Journal of Structural Division, ASCE*, **116(7)**, 1992-2007, 1990.
94. W. H. Press, S. A. Tevkolsky y B. P. Flannery, *Numerical recipes, the art of scientific computing*, Cambridge University Press, New York, 1992.
95. A. H. Barbat, L. Orosco, J. E. Hurtado y M. Galindo, *Definición de la acción sísmica*, Monografía de Ingeniería Sísmica **IS-10**, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1994.
96. Real Decreto 2543/1994, *Norma Sismo-resistente NCSE-1994*, Boletín Oficial del Estado núm. 33, Madrid, Diciembre 1994.
97. P. Ruiz y J. Penzien, "PSEQGN, Artificial generation of earthquake accelerogram", *Technical Report 69-3*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, 1969.
98. M. Galindo, "Una Metodología Para el Análisis Numérico del Comportamiento Resistente No-lineal de Presas de Hormigón con Cargas Estáticas y Dinámicas", *Tesis Doctoral*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1993.
99. T. T. Baber y Y. K. Wen, "Stochastic Equivalent Linearization For Hysteretic, Degrading, Multistory Structures", *Structural Research Series, Report No. 471*, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, 1980.
100. D. A. Gasparini y E. H. Vanmarcke, "Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra", *Technical Report R76-4*, Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Massachusetts, 1976.
101. R. Corotis, E. H. Vanmarcke y C. A. Cornell, "First passage of non-stationary random process", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, **98(EM2)**, 401-414, 1972.
102. M. Amin y A. H-S. Ang, "Non stationary stochastic model of earthquake motions", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, **94(EM2)**, 559-583, 1968.
103. M. Shinozuka y Y. Sato, "Simulation of non stationary random process", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, **93(EM1)**, 11-40, 1967.
104. P. C. Jennings, G. W. Housner y N. C. Tsai, "Simulated earthquake motions", *Technical Report to Earthquake Engineering Research Laboratory*, California Institute of Technology, Pasadena, 1968.

105. C. H. Yeh y W. K. Wen, "Modelling of non stationary ground motion and analysis of inelastic structural response", *Structural Safety*, **8**, 281-298, 1989.
106. A. T. Y. Tung, J. N. Wang, A. S. Kiremidjian y E. Kavazanjian, "Statistical parameters of AM and PSD function for the generation of site-specific strong ground-motions", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, **2**, 867-872, 1992.
107. M. D. Trifunac y G. Brady, "A study of the duration of strong earthquake ground motions", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **65(3)**, 581-626, 1975.
108. M. D. Trifunac y G. Brady, "On the correlation of seismic intensity scales with the peaks of recorded strong ground motions", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **65(1)**, 139-162, 1975.
109. J. R. Murphy y L. J. O'Brien, "The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **67(3)**, 877-915, 1977.
110. M. D. Trifunac y B. Westermo, "A note of the correlation of frequency dependent duration of strong earthquake ground motion with the Modified Mercalli Intensity and the geological conditions at the recording stations", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **67(3)**, 917-927, 1977.
111. R. Dobry, I. M. Idriss y E. Ng, "Duration characteristics of horizontal components of strong-motion earthquake records", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **68(5)**, 1487-1520, 1978.
112. E. H. Vanmarcke y P. L. Shin-Shenc, "Strong-motion duration and RMS amplitude of earthquake records", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **70(4)**, 1293-1307, 1980.
113. O. W. Nuttli, G. A. Bollinger y D. W. Griffiths, "On the relation between Modified Mercalli Intensity and body-wave magnitude", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **69**, 893-909, 1980.
114. J. Mezcuca y J. M. Martínez, "Sismicidad del área Ibero-Magrebí", *Pub. 203*, IGN, Madrid, 1983.
115. V. M. Vives, "Parámetros Sísmicos de Interés Ingenieril en el Noreste y Levante de la Península Ibérica. Aplicación a la Zona de Ascó" *Tesis Doctoral*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1993.
116. S. K. Sarma y K. S. Yang, "Evaluation of strong motion records and a new parameter A_{95} ", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **15(1)**, 119-132, 1987.
117. S. Figueras, V. Schmidt, T. Susagna, J. Fleta, X. Goula y A. Roca, "Preliminary study on microzonation of Barcelona (Spain)", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, **1**, 731-738, 1995.
118. G. H. Powell y R. Allahabadi, "Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16**, 719-734, 1988.
119. H. H. Hwang y H. M. Hsu, "A study of reliability-based seismic design criteria", *Proceedings of the Sixth International Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR-93*, Innsbruck, G. I. Schuëller, M. Shinozuka y J. T. P. Yao (Editors),

2, 1383-1386, 1993.

120. A. E. Aktan y G. E. Nelson, "Problems in predicting seismic response of reinforced concrete buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **114(9)**, 2036-2056, 1988.
121. S. K. Jain y R. Navin, "Seismic overstrenght in reinforced concrete frames", *Journal of Structural Division, ASCE*, **121(3)**, 580-585, 1995.
122. H. Krawinkler, "New trends in seismic design methodology", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, **2**, 821-830, 1992.
123. F. Yépez y F. Villagómez, " Estudio Comparativo de Estructuras Aporticadas y Estructuras con Muros de Corte en Cuanto a Comportamiento y Materiales", *Tesis de Grado en Ingeniería Civil*, Escuela Politécnica Nacional, Quito, 1993.
124. P. Gülkan, H. Sucuoğlu y O. Ergünay, "Earthquake vulnerability, loss and risk assessment in Turkey", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, **1**, 539-543, 1992.
125. F. O. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios urbanos. Evaluación y soluciones para la mitigación del riesgo y mejora de la organización del territorio", *Sexto Congreso Nacional y Conferencia Internacional de Geología Ambiental y Ordenación del Territorio: "Riesgos naturales, ordenación del territorio y medio ambiente"*, Granada, **2**, 425-444, 1996.

CAPÍTULO 4

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

4.1 INTRODUCCIÓN

El riesgo sísmico específico formalmente representa la probabilidad de que una estructura o grupo de estructuras en riesgo sufra uno o varios grados de daño provocado por acciones sísmicas, durante un tiempo de exposición determinado, mientras que el riesgo sísmico como tal se define como el grado esperado de pérdidas sufridas por una estructura o un grupo de estructuras en riesgo, durante el periodo de exposición considerado. Por consiguiente, el riesgo específico depende tanto de la vulnerabilidad de la estructura en riesgo como de la peligrosidad del sitio de emplazamiento. El riesgo sísmico, por el contrario, depende del riesgo específico y del coste o valor de la estructura o del elemento en riesgo, coste de cualquier tipo ya sea económico, financiero, de indemnización, social, humano, etc. En la presente investigación se considera únicamente los costes de tipo económico, puesto que el parámetro que se ha evaluado a partir de los estudios de vulnerabilidad es el índice de daño económico. Dicho índice necesita únicamente multiplicarse por el coste global de la estructura, para obtener cuantías de pérdidas; esto quiere decir, que puede evaluarse directamente el riesgo sísmico.

En el presente capítulo se describe la forma de evaluar formalmente el riesgo sísmico, a partir de toda la información generada siguiendo la metodología de evaluación y simulación propuesta en los capítulos anteriores. Se consideran dos procedimientos de evaluación y se describe la manera de enmarcar toda la metodología desarrollada en dichos procedimientos. Todo ello puede ser descrito de mejor manera, aplicando directamente toda la metodología al estudio de la zona de Barcelona de la cual se obtuvo los datos de las estructuras analizadas anteriormente.

4.2 SIMULACIÓN DE ESCENARIOS DE DAÑO SÍSMICO

El primer procedimiento para evaluar el riesgo sísmico son los denominados escenarios de daño. Proviene del resultado de la convolución matemático-gráfica de los estudios de peligrosidad y de vulnerabilidad. La mejor herramienta para

efectuar dicha convolución es un ambiente informatizado como, por ejemplo, los Sistemas de Información Geográfica⁽¹⁻⁵⁾. Éste es uno de los procedimientos más utilizados en los estudios de riesgo sísmico más recientes en el mundo⁽⁶⁻⁸⁾, y es el que se ha utilizado para la aplicación práctica de los resultados de esta investigación. La facilidad de interpretación de dichos escenarios permite una más fácil comunicación entre el investigador y las autoridades gubernamentales o las personas particulares interesadas en el estudio, que son finalmente quienes deberán tomar las respectivas decisiones acerca de la mitigación del riesgo. También son muy útiles estos escenarios para las compañías aseguradoras, puesto que permiten deducir, de una manera aproximada, la tasas de seguros contra terremotos de las estructuras en riesgo.

4.2.1 El “Eixample” de Barcelona

El objetivo del presente apartado es simular posibles escenarios de daño sísmico en un barrio tradicional y céntrico de la ciudad de Barcelona, como es el “Eixample”. Este sector de la ciudad, construido según el diseño del famoso ingeniero Ildefonso Cerdá y cuyo proyecto final fue aprobado en 1860^(9,10), está formado por numerosas manzanas casi totalmente simétricas de aproximadamente 113 x 113 metros, perfectamente alineadas, achaflanadas en sus vértices mediante aristas de unos 20 metros^(11,12), cubriendo aproximadamente 750 hectáreas de la superficie de la ciudad. Un ejemplo de estas manzanas puede observarse en la figura 4.1.

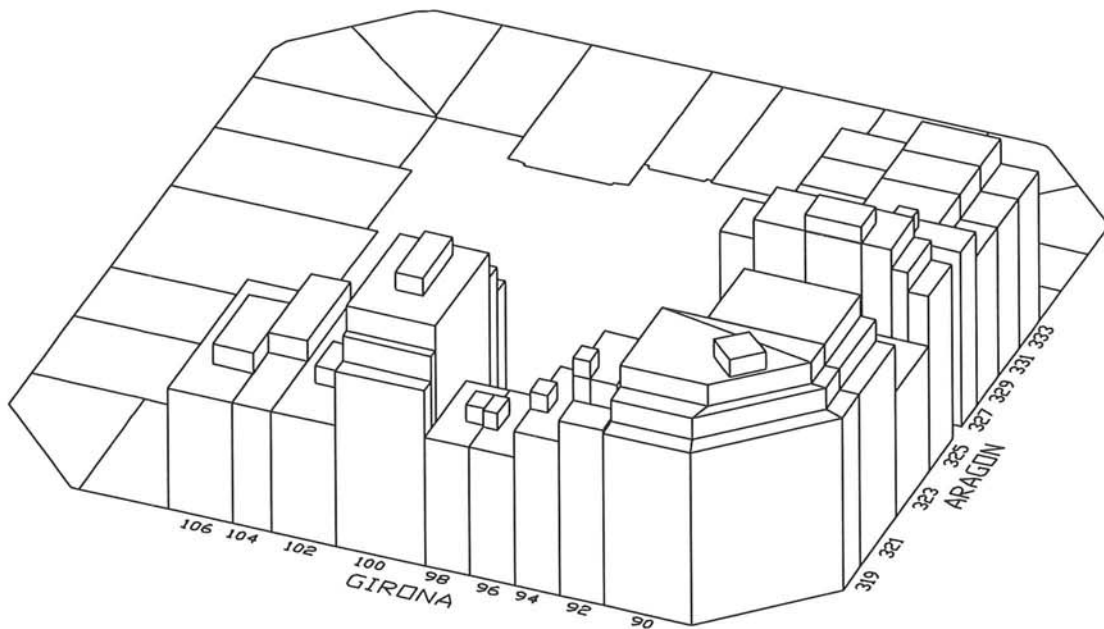


Figura 4.1 Vista parcial de una de las manzanas del Eixample.

Cada manzana del sector está constituida por numerosos edificios, la gran mayoría de ellos con estructura de mampostería no reforzada, diseñados a carga vertical únicamente y presentando características muy similares tales como los

mismos materiales, similares sistemas de forjado y cimentación, similares técnicas constructivas e incluso similar edad y estado de conservación. La construcción de dichos edificios fue realizada entre los años 1860 y 1940, por lo que prácticamente la totalidad de ellos han cumplido ya su periodo de vida útil. Una pequeña parte de los edificios del sector son nuevos, con estructura de hormigón armado, fruto de la demolición de antiguos edificios. Estos edificios de hormigón, construidos desde los años 60, presentan una estructuración aporricada con vigas o con losas planas. Algunos de ellos han considerado cargas horizontales en el cálculo, siguiendo las normas sismorresistentes vigentes para la época. Finalmente, existente muy pocos edificios de estructura metálica. Hoy en día no existe ya ningún espacio por edificar en la zona y se ha llegado a densificar altamente su población. Estos y muchos otros aspectos más, hacen que el estudio de su comportamiento ante cargas sísmicas y, por consiguiente, el estudio de su vulnerabilidad y riesgo sísmico se vuelva muy interesante.

4.2.2 Proceso seguido para la evaluación de la zona

Para cumplir el objetivo descrito anteriormente se ha realizado un muestreo de manera aleatoria. La muestra obtenida consta de 9 manzanas representativas del sector, en las que existen 181 edificios de mampostería no reforzada y 37 edificios de hormigón armado, (23 edificios con losas planas y 14 edificios con vigas); los restantes son edificios de estructura metálica, iglesias, etc. A este último grupo se les ha denominado edificios especiales, debido a que el cálculo de su vulnerabilidad no se considera en este apartado. El número de plantas promedio de los edificios es de 6, con una altura y un área promedio de 19 metros y 281 metros cuadrados, respectivamente. El procedimiento que se ha seguido para el estudio de la vulnerabilidad de estos edificios ha consistido, básicamente, de tres fases:

1. En la primera fase se ha recopilado toda la información. Se obtuvo del Centro de Cartografía Automática del Ayuntamiento de Barcelona un mapa digitalizado del sector, el cual contenía alguna información sobre los edificios como, por ejemplo, área, altura, delimitación, patios interiores, dirección postal, etc. Un ejemplo de la información obtenida para cada manzana puede apreciarse en la figura 4.2. Por otro lado, se analizaron los planos de construcción de 25 edificios de mampostería no reforzada y todos los planos de los edificios de hormigón armado, almacenados en el Archivo Histórico del Colegio de Arquitectos de Cataluña y en el Archivo Histórico del Ayuntamiento de Barcelona, con el propósito de analizar características comunes que fueran a agilizar posteriormente las investigaciones de campo. Finalmente, se realizó una visita a cada una de las edificaciones para obtener los datos necesarios para la evaluación de su vulnerabilidad. Toda esta fase fue parte del trabajo publicado en las referencias (13,14) y de un estudio posterior, realizado como parte del presente trabajo y que ha sido publicado en varias referencias como, por ejemplo, las (1,2,15-20).
2. En la segunda fase se efectuó el tratamiento de la información. Utilizando los planos de los Archivos Históricos se estudiaron las características estructurales de los edificios, buscando parámetros similares entre ellos,

4.2.3 Escenarios de daño y resultados obtenidos

Los escenarios de daño provienen de la aplicación de las funciones sintéticas de vulnerabilidad, las cuales intrínsecamente proporcionan los valores de daño promedio para cada valor del índice de vulnerabilidad, de una manera determinista. Por lo tanto, la probabilidad de ocurrir los escenarios de daño simulados provienen de la probabilidad asociada a la peligrosidad sísmica, por ejemplo, los periodos de retorno de las aceleraciones correspondientes a los grados de intensidad considerados.

Los resultados obtenidos para la zona bajo estudio se han representado mediante mapas e histogramas de frecuencias. En el mapa de la figura 4.3 se puede apreciar el índice de vulnerabilidad normalizado entre 0 y 100, de cada uno de los edificios estudiados, para cada tipología estructural y para cinco diferentes rangos: bajo ($I_v \leq 35$), medio-bajo ($35 < I_v \leq 45$), medio ($45 < I_v \leq 55$), alto ($55 < I_v \leq 65$) y muy alto ($I_v > 65$). La importancia de este mapa, con la escala definida de esta manera, radica en que permite una cierta "selección" de los edificios más vulnerables. De esta forma, se observa que hay 31 edificios de mampostería (17%) y 15 edificios de hormigón (41%) con un rango de vulnerabilidad alto y muy alto, los cuales tendrían que someterse a estudios más detallados antes de tomar cualquier decisión respecto a una posible reducción del riesgo sísmico en la zona urbana estudiada.

En las figuras 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7 se muestran cuatro posibles escenarios de daño, asumiendo diferentes intensidades del sismo. Se intentan representar cinco rangos básicos del índice de daño D , los cuales pueden interpretarse de acuerdo a la escala MSK como: daños ligeros ($D \leq 20\%$), daños moderados ($20\% < D \leq 40\%$), daños graves ($40\% < D \leq 60\%$), destrucción ($60\% < D \leq 80\%$) y colapso ($D > 80\%$). Se observa claramente que el daño es mayor cuanto más grande es el grado de intensidad.

En las figuras 4.8 y 4.9 se muestran las distribuciones de frecuencias del índice de vulnerabilidad para la zona de estudio, para el caso de las estructuras de mampostería no reforzada y de hormigón armado, respectivamente. Se observa que su tendencia es de valores medios a altos, con un promedio de 50 para todos los casos. A pesar de que los edificios presentan una relativa regularidad, tanto en planta como en elevación, los valores de vulnerabilidad altos reflejan la baja calidad de los materiales y del diseño utilizado, en conjunto con un estado medio-bajo de conservación de los edificios. De la misma forma, en las figuras 4.10 a 4.17 se muestran las distribuciones de frecuencias del índice de daño para cada tipología estructural y para cada intensidad macrosísmica, en las cuales se observa que, a medida que la intensidad aumenta, la distribución del daño es más amplia y el promedio de los datos crece de forma desproporcional.

Para intensidad VI, un 40% de los edificios de mampostería no reforzada sufre un índice de daño inferior al 5%, definido en anteriores capítulos como el umbral mínimo de daño. Otro 40% de ellos indican un daño entre el 5% y el 10%, que aún puede considerarse ligero. Sin embargo, existe un 20% de los edificios de mampostería que sufrirían daños entre un 10% y un 20%, los cuales involucrarían una coste relativamente importante de reparación, considerando que, debido a que la zona estudiada está considerada como de peligrosidad moderada, este nivel de intensidad es el que considera la actual norma sismo-resistente vigente⁽²¹⁾.

Edificios de mampostería no reforzada

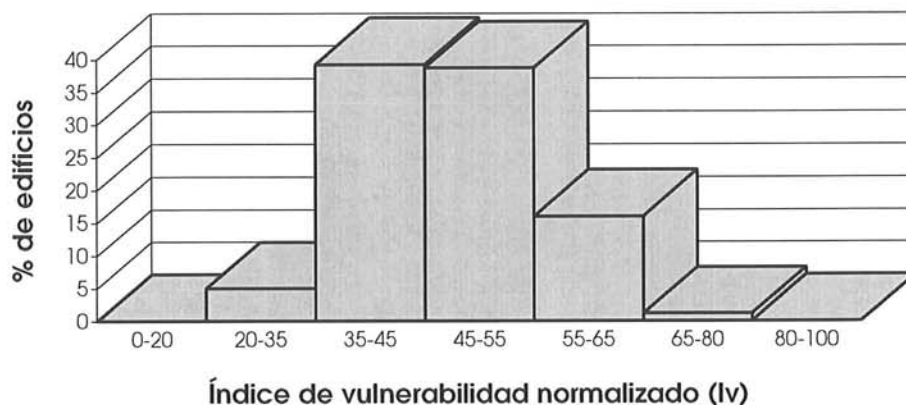


Figura 4.8 Histograma de frecuencias del índice de vulnerabilidad normalizado; edificios de mampostería no reforzada.

Edificios de hormigón armado

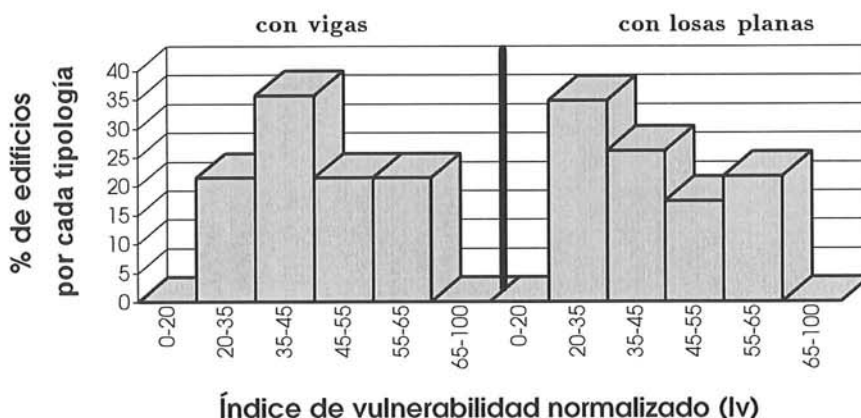


Figura 4.9 Histograma de frecuencias del índice de vulnerabilidad normalizado; edificios de hormigón armado.

Para esta misma intensidad y para el caso de los edificios de hormigón armado, todos los edificios aporticados con vigas sufrirían un daño menor al umbral, es decir, menor al 5%, mientras que tan sólo un 17% de los edificios aporticados con losas planas no superarían dicho umbral. Un 48% de los edificios sin vigas sufrirían un daño entre el 7 y 10%, mientras que un 30% de ellos sufrirían daños entre el 10 y el 15%, pudiendo provocar un coste económico importante de reparación. Desde luego, la presencia de las vigas impediría que los edificios de hormigón armado sufrieran daños bajo este grado de intensidad. Otro aspecto interesante es, que algunos edificios de hormigón sin vigas presentan el mismo nivel de riesgo que los edificios antiguos de mampostería no reforzada.

Para intensidad VII se observa que la mayoría (50%) de los edificios de mampostería sufren daños entre el 10 y el 20% y un 5% de ellos tendrían un

Edificios de mampostería no reforzada

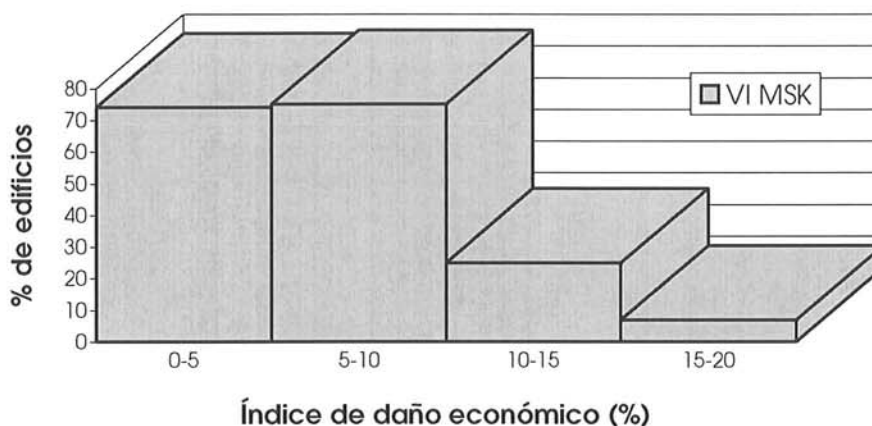


Figura 4.10 Histograma de frecuencias del índice de daño, edificios de mampostería no reforzada, I=VI MSK.

Edificios de hormigón armado

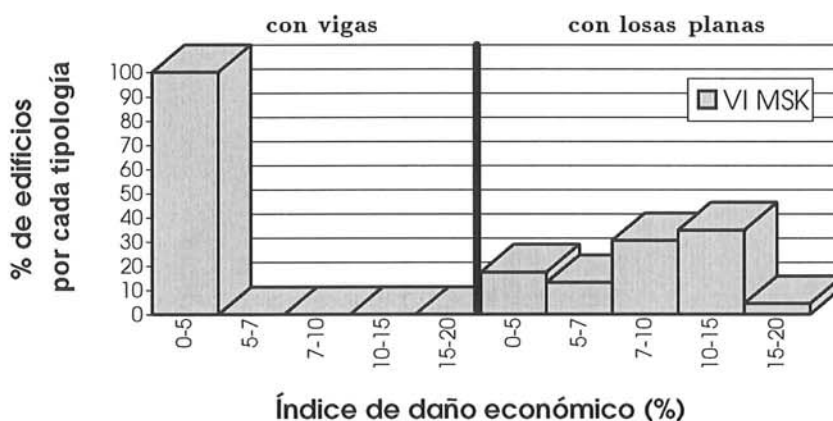


Figura 4.11 Histograma de frecuencias del índice de daño, edificios de hormigón armado, I=VI MSK.

daño entre el 20% y el 30%. Solamente el 8% de dichos edificios sufriría un daño muy leve o despreciable, es decir, de hasta un 5%. Existen edificios de mampostería con daños entre el 10% y el 30%, lo que repercutirá en un muy importante coste de reparación de sus estructuras. Respecto a los edificios de hormigón armado, la totalidad de los edificios con vigas presentan daños menores al 10%, mientras que el 13% de los edificios sin vigas presentan daños entre el 10 y el 20%. El resultado más importante es que el 63% de los edificios de hormigón sin vigas sufrirían daños entre el 20 y el 40% y que el 21% superaría el 40% de daño. Para la mayoría de este último grupo de edificios es necesario realizar un estudio coste-beneficio, puesto que su coste de reparación y reforzamiento podría superar el coste de reposición. Cabe mencionar que este grado de intensidad es el designado para Barcelona por la anterior norma sismo-resistente de 1974⁽²²⁾ y, probablemente, es más adecuado que el nivel de peligrosidad descrito por la

Edificios de mampostería no reforzada

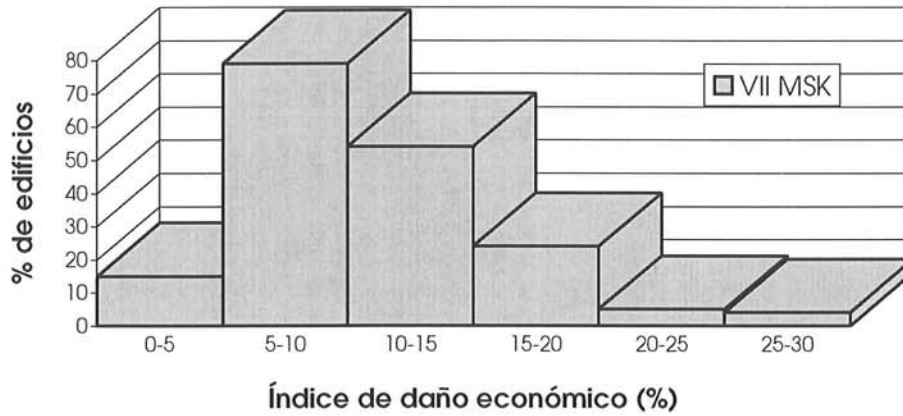


Figura 4.12 Histograma de frecuencias del índice de daño, edificios de mampostería no reforzada, I=VII MSK.

Edificios de hormigón armado

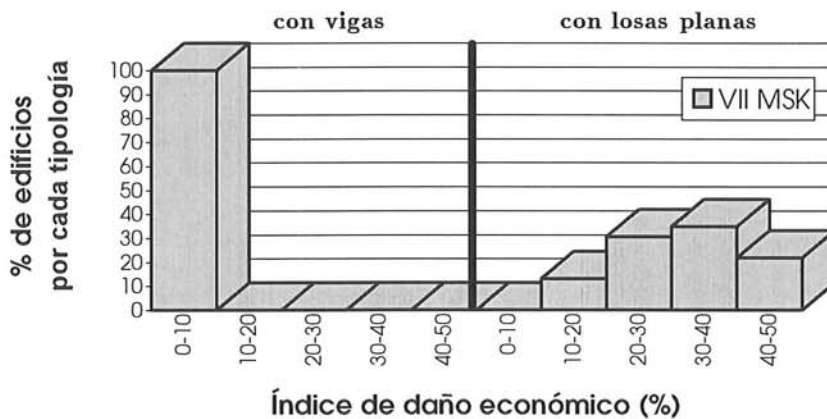


Figura 4.13 Histograma de frecuencias del índice de daño, edificios de hormigón armado, I=VII MSK.

nueva norma. Es interesante mencionar que, para esta intensidad, los edificios de hormigón sin vigas presentan mayor riesgo que los edificios de mampostería.

Para intensidad VIII en cambio, se observan daños ya importantes en los edificios de mampostería; la mayoría de ellos entre 20% y 40%, con focos (8%) superiores al 40%. Para algunos de estos edificios sería recomendable someterlos a estudios más detallados antes de tomar cualquier decisión. En cuanto a los edificios de hormigón armado, un 70% de los edificios con vigas sufriría daños entre el 20 y el 40%, mientras que un 23% de dichos edificios presentan daños entre el 40 y el 60%. El último grupo de los edificios con vigas debe estudiarse detalladamente para tomar alguna medida de reducción de la vulnerabilidad, si se desea protegerlos de este nivel de peligrosidad. Por otro lado, la gran mayoría de los edificios de hormigón sin vigas (70%) no sobrevivirían este nivel de terremoto y, si lo hacen, el coste de reparación y de reforzamiento muy proba-

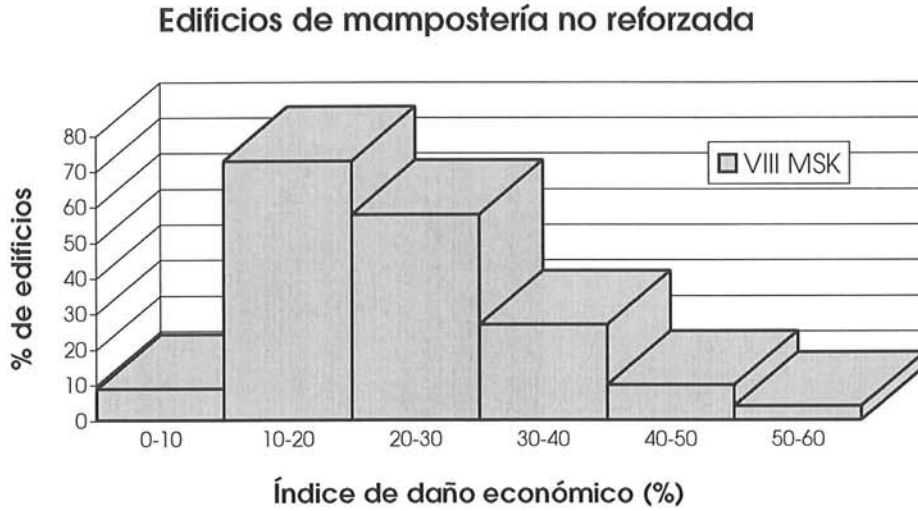


Figura 4.14 Histograma de frecuencias del índice de daño, edificios de mampostería no reforzada, I=VIII MSK.

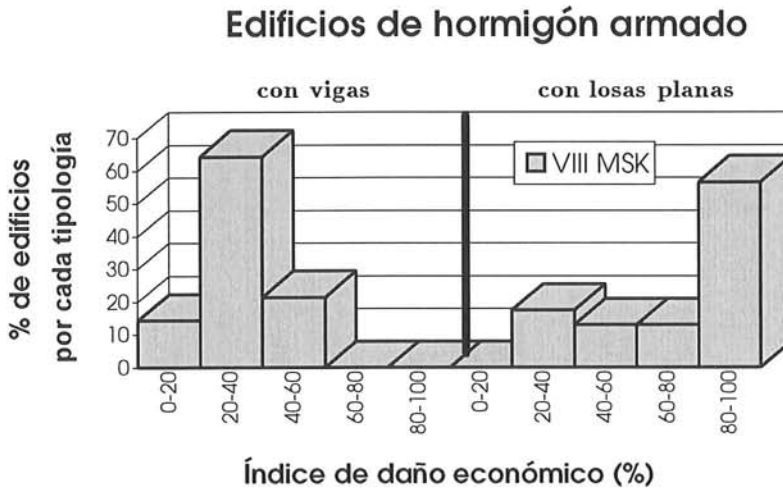


Figura 4.15 Histograma de frecuencias del índice de daño, edificios de hormigón armado, I=VIII MSK.

blemente excederá el coste de reposición. Un 13% de estos edificios presentarían daños severos, los cuales también deben ser revisados cuidadosamente, si se desea evitar las pérdidas que provocaría este nivel de peligrosidad. Es interesante mencionar, que los edificios de hormigón con vigas igualan el riesgo de los edificios de mampostería y, por otro lado, que el riesgo de los edificios de hormigón con losas planas es considerablemente alto.

Sólo con fines académicos, pueden analizarse los resultados que un terremoto de intensidad IX provocaría en la zona, puesto que el nivel de probabilidad de esta intensidad es demasiado baja. Para esta intensidad el daño a los edificios de mampostería no reforzada es muy grave, el 72% de ellos muestran un daño superior al 40%, con predominancia entre el 50 y el 60%. Respecto a los edificios de hormigón armado, es muy bajo el porcentaje de edificios que sobrevivirían sin colapsar, independientemente de su tipología estructural. Este tipo de re-

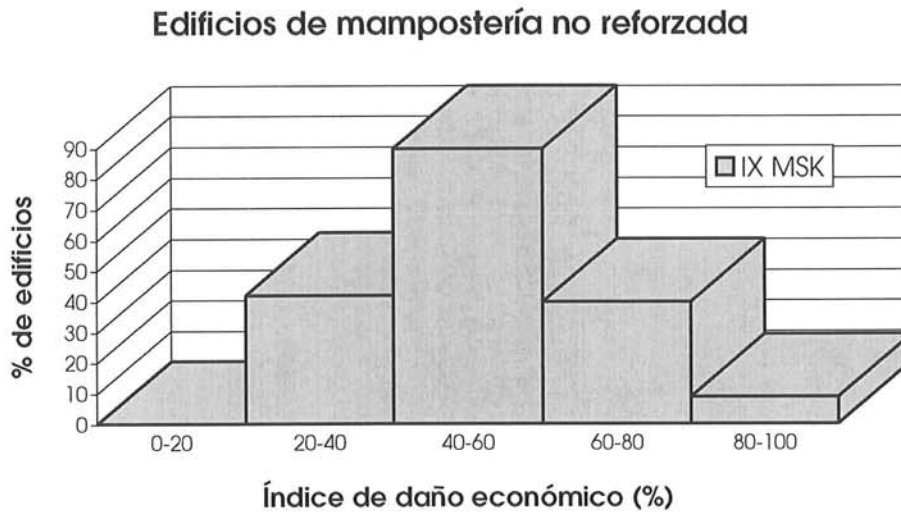


Figura 4.16 Histograma de frecuencias del índice de daño, edificios de mampostería no reforzada, I=IX MSK.

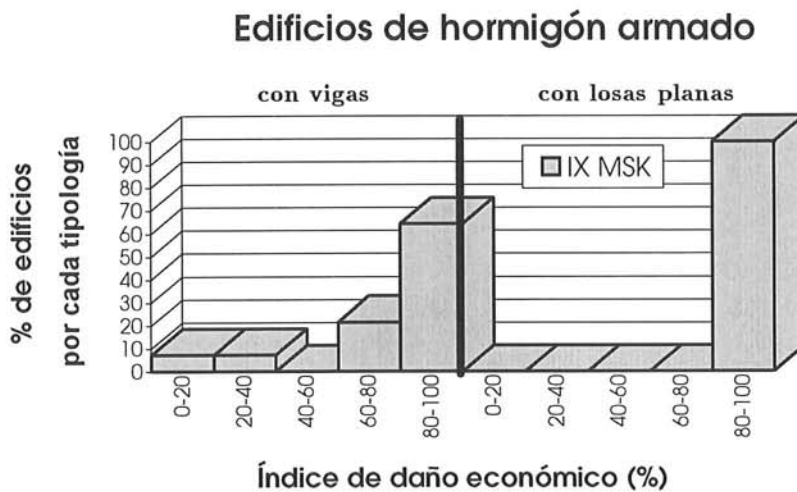


Figura 4.17 Histograma de frecuencias del índice de daño, edificios de hormigón armado, I=IX MSK.

sultado se ha observado bastante frecuentemente en algunos lugares del mundo, después de un terremoto severo como, por ejemplo, en México, Yugoslavia, etc., observándose edificios de mampostería no reforzada con daños severos, pero en pie, junto a los escombros de edificios relativamente nuevos de hormigón armado, colapsados completamente⁽²³⁾.

Finalmente, en las figuras 4.18-4.20 se presentan los parámetros que constituyen la vulnerabilidad de la muestra, para edificios de mampostería, hormigón armado con vigas y hormigón con losas planas, respectivamente. Los parámetros se encuentran separados por las clases K_i . Estas figuras son muy útiles para identificar los parámetros que tienen mayor influencia sobre la vulnerabilidad de los edificios. De esta forma, se observa que los parámetros 3, 5, 6 y 8, correspondientes a la resistencia convencional, diafragmas horizontales, configuración en planta y distancia máxima entre muros, respectivamente, son los más importan-

tes y de mayor incidencia en la vulnerabilidad de los edificios de mampostería, mientras que los parámetros 3, 6, 7 y 8, correspondientes a la resistencia convencional, configuración en planta, configuración en elevación y conexiones entre elementos, son los más relevantes para las estructuras de hormigón. Sobre estos parámetros se debería actuar principalmente, si es que se desea reducir la vulnerabilidad de los edificios estudiados.



Figura 4.18 Parámetros que constituyen la vulnerabilidad de la muestra de edificios de mampostería no reforzada.

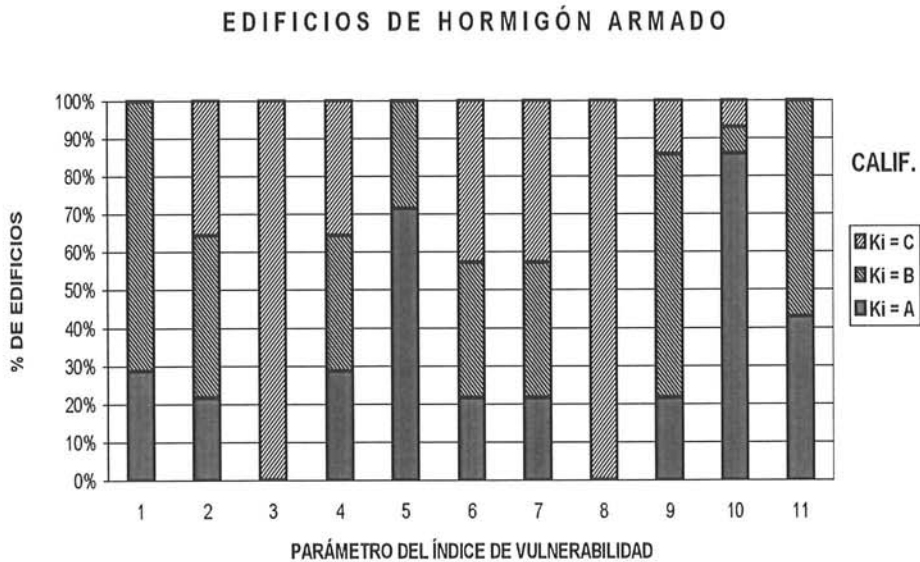


Figura 4.19 Parámetros que constituyen la vulnerabilidad de la muestra de edificios de hormigón armado con vigas.

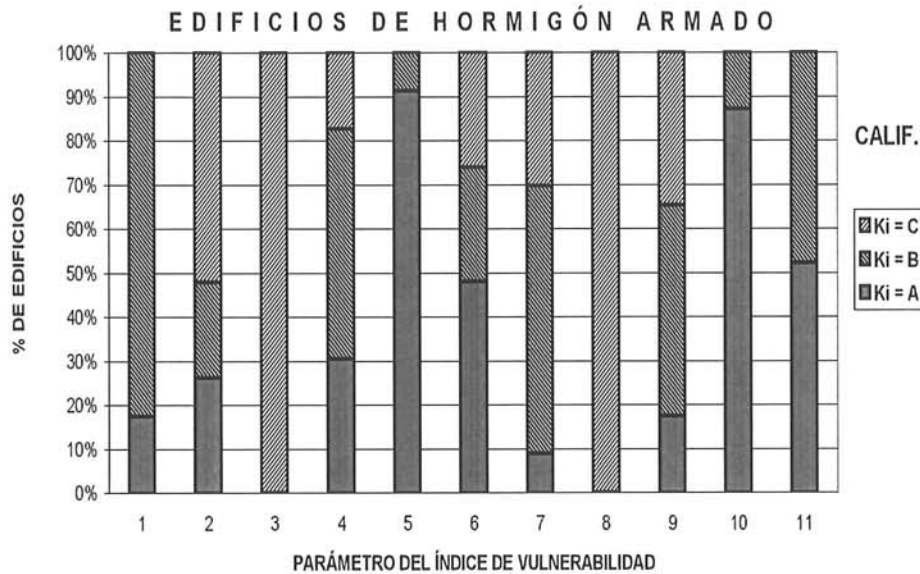


Figura 4.20 Parámetros que constituyen la vulnerabilidad de la muestra de edificios de hormigón armado con losas planas.

4.3 EVALUACIÓN PROBABILISTA DEL RIESGO SÍSMICO

El segundo procedimiento para evaluar el riesgo sísmico utiliza estrictamente la definición del mismo, es decir, permite evaluar la probabilidad de ocurrencia de varios grados de daño en estructuras debido a los terremotos esperados en la región. Para la aplicación de este procedimiento es, por consiguiente, necesario aplicar la teoría de probabilidades. En general, dicho procedimiento es poco utilizado, debido a varias razones. En primer lugar, los resultados no son de fácil comprensión para las autoridades o personas particulares quienes tienen el poder de decisión final acerca de las medidas de mitigación del riesgo. En segundo lugar, su relativa complejidad y, en ocasiones, su desconocimiento, hacen que se lo descarte como procedimiento. Sin embargo, éste es el procedimiento más adecuado para evaluar el riesgo sísmico, debido a las incertidumbres involucradas tanto en la peligrosidad sísmica del sitio de estudio como en la vulnerabilidad de las estructuras existentes. Este procedimiento permite también establecer adecuadamente las pérdidas promedio anuales y las tasas de seguros contra terremotos de las estructuras. Al igual que en el caso de los escenarios de daño, se aplicará el procedimiento a la zona estudiada de Barcelona.

Sandi^(24,25) desarrolló un marco matemático de los conceptos de peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo sísmico. En términos probabilistas, utilizando como parámetro de definición de la peligrosidad la intensidad macrosísmica I y como parámetro de la vulnerabilidad el índice de daño económico d y, adicionalmente, introduciendo el método del índice de vulnerabilidad, dichos conceptos pueden plantearse de la forma^(2,16,17)

$$F(\bar{d}) = \int_0^{\bar{d}} \int_0^{I_{v\max}} \int_0^{I_{\max}} f(d | I_v, I) f(I_v) f(I) dI dI_v dd \quad (4.1)$$

donde $F(\bar{d})$ es la función de distribución de daño acumulada para $d = \bar{d}$. La expresión $f(d | I_v, I)$ es la función de densidad de daño condicionada sobre el

índice de vulnerabilidad y la intensidad del sismo, mientras que las funciones $f(I_v)$ y $f(I)$ son las funciones de densidad del I_v y de la intensidad del terremoto I . El riesgo específico S se determina mediante la evaluación de los valores de la función de distribución de daño acumulada, para valores de d máximos.

Si se conocen las distribuciones de probabilidad involucradas, puede discretizarse la ecuación anterior, permitiendo definir las matrices de probabilidad de daño condicional $P[d | \Delta I_v, \Delta I]$ en tres dimensiones, mediante

$$P[d_i < d < d_{i+1}] = \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m P[d_i < d < d_{i+1} | I_{v_j} < I_v < I_{v_{j+1}}, I_k < I < I_{k+1}] \quad (4.2)$$

$$\times P[I_{v_j} < I_v < I_{v_{j+1}}] \times P[I_k < I < I_{k+1}]$$

donde $P[d_i < d < d_{i+1}]$ es la probabilidad de obtener un grado de daño entre los valores d_i y d_{i+1} . El primer término del miembro derecho es la probabilidad de daño entre los dos niveles anteriores, condicionada sobre el índice de vulnerabilidad I_v y la intensidad I . Los otros dos términos son las probabilidades totales para el índice de vulnerabilidad y para la intensidad entre los rangos indicados; m es el número total de intervalos ΔI_v y n el número total de intervalos ΔI considerados. Por consiguiente, podría determinarse el riesgo sísmico específico S mediante

$$S = \sum_i P[d_i < d < d_{i+1}] \quad (4.3)$$

Debido a que se dispone ya del índice de daño económico d , las ecuaciones anteriores aplicadas a los resultados obtenidos en la presente investigación, y a los resultados obtenidos en la referencia (19), pueden proporcionar el riesgo sísmico específico, tal como se describe a continuación.

A partir de los histogramas de frecuencias de los índices normalizados de vulnerabilidad de las estructuras de mampostería y de hormigón armado existentes en el Eixample, proporcionados por las figuras 4.8 y 4.9, pueden ajustarse modelos probabilistas y, después de su discretización, pueden obtenerse los términos $P[I_{v_j} < I_v < I_{v_{j+1}}]$, los cuales se presentan en las tablas 4.1-4.3.

Tabla 4.1 Valores de $f(I_v)$ discretizada, del modelo ajustado a los datos de las estructuras de mampostería no reforzada existentes del Eixample, mediante una distribución log-normal.

Rango de I_v	Valor de $f(I_v)$
0 – 30	0.002
30 – 45	0.405
45 – 60	0.545
60 – 75	0.047
75 – 90	0.001
90 – 100	0.000

Tabla 4.2 Valores de $f(I_v)$ discretizada, del modelo ajustado a los datos de las estructuras de hormigón armado con vigas existentes del Eixample, mediante una distribución Weibull.

Rango de I_v	Valor de $f(I_v)$
0 – 25	0.112
25 – 35	0.218
35 – 45	0.300
45 – 55	0.240
55 – 100	0.130

Tabla 4.3 Valores de $f(I_v)$ discretizada, del modelo ajustado a los datos de las estructuras de hormigón armado con losas planas existentes del Eixample, mediante una distribución Weibull.

Rango de I_v	Valor de $f(I_v)$
0 – 25	0.144
25 – 35	0.231
35 – 45	0.290
45 – 55	0.214
55 – 100	0.121

Por otra parte, Canas *et al.*⁽²⁶⁾ y Egozcue *et al.*⁽²⁷⁾ han propuesto diferentes mapas de isoprobabilidad para intensidades sentidas en Cataluña. A partir de los resultados de estos estudios de peligrosidad, se obtuvieron las probabilidades de las intensidades esperadas en Barcelona y se graficaron a manera de *curva de peligrosidad sísmica*, como se presenta en la figura 4.21. De su discretización pueden obtenerse los términos $P[I_k < I < I_{k+1}]$.

Finalmente, conocidos los términos $P[d_i < d < d_{i+1} | I_{v_j} < I_v < I_{v_{j+1}}, I_k < I < I_{k+1}]$ procedentes de las matrices sintéticas de probabilidad de daño obtenidas en la referencia (19) y en el capítulo 3 de esta monografía, puede operarse mediante la ecuación 4.2 y obtenerse las probabilidades anuales de pérdidas, por rangos de daño, esperadas en las diferentes tipologías estructurales. Dichas probabilidades anuales se grafican en la *curva de riesgo sísmico regional* de la figura 4.22.

Con propósitos comparativos, se calculó la ecuación 4.2 sin incluir los términos del índice de vulnerabilidad, para poder disponer de las curvas de riesgo sísmico por tipología y por rango del índice de vulnerabilidad normalizado. Los resultados se presentan en las figuras 4.23-4.25, correspondientes al riesgo sísmico de los edificios de mampostería, de hormigón armado con vigas y de hormigón con losas planas, respectivamente. Se incluye en cada gráfica la correspondiente curva de la figura 4.22.

Analizando las figuras anteriores puede concluirse que, en general, la probabilidad anual de ocurrencia de niveles de daño altos aumenta conforme el índice de vulnerabilidad aumenta y viceversa. Se observa también que, en general, los edificios de hormigón armado con vigas presentan menor riesgo que el resto de tipologías estructurales. Los edificios que presentan mayores pérdidas son los de hormigón con losas planas, como era de esperarse. Finalmente, puede concluirse

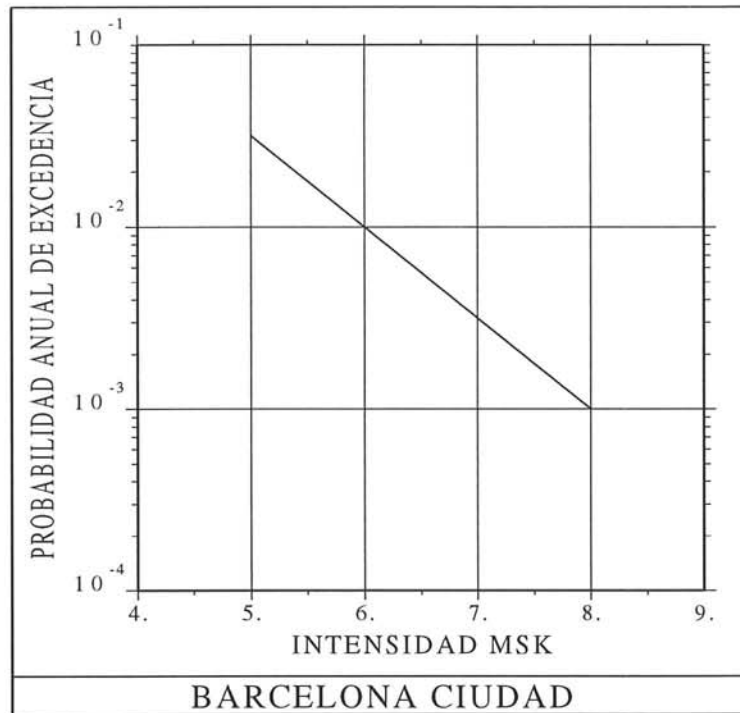


Figura 4.21 Curva de peligrosidad sísmica para la ciudad de Barcelona, elaborada a partir de los estudios de peligrosidad de las referencias (26) y (27).

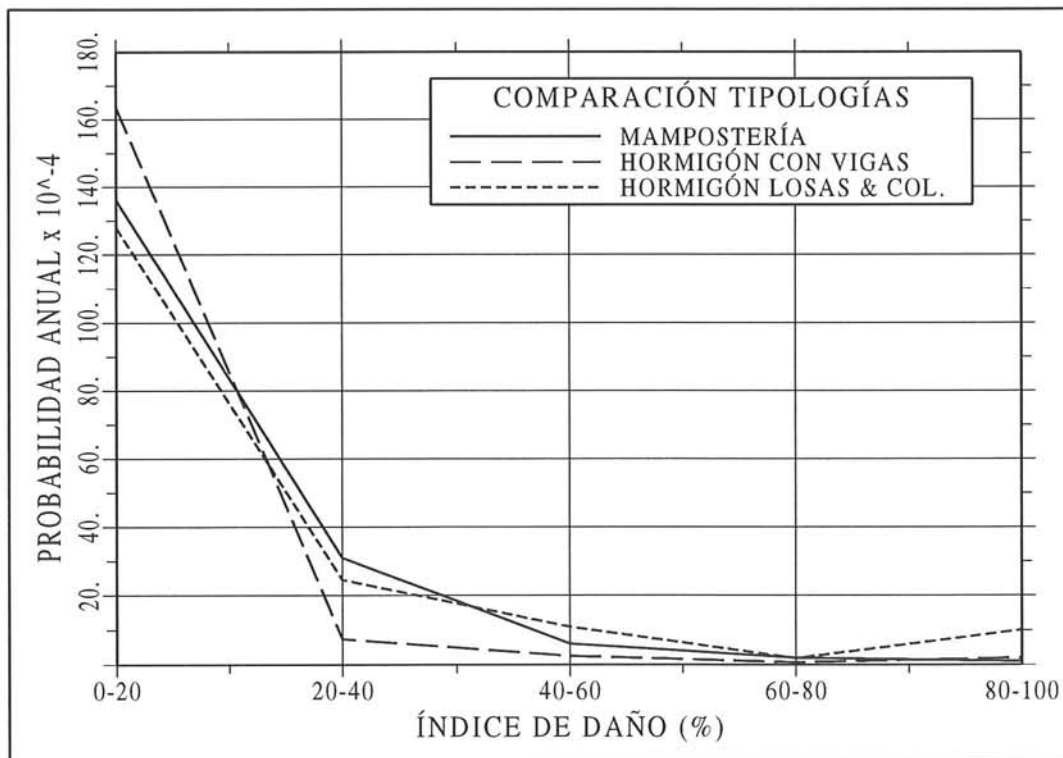


Figura 4.22 Curva de riesgo sísmico regional de la zona del Eixample, por tipología estructural y por rangos del índice de daño

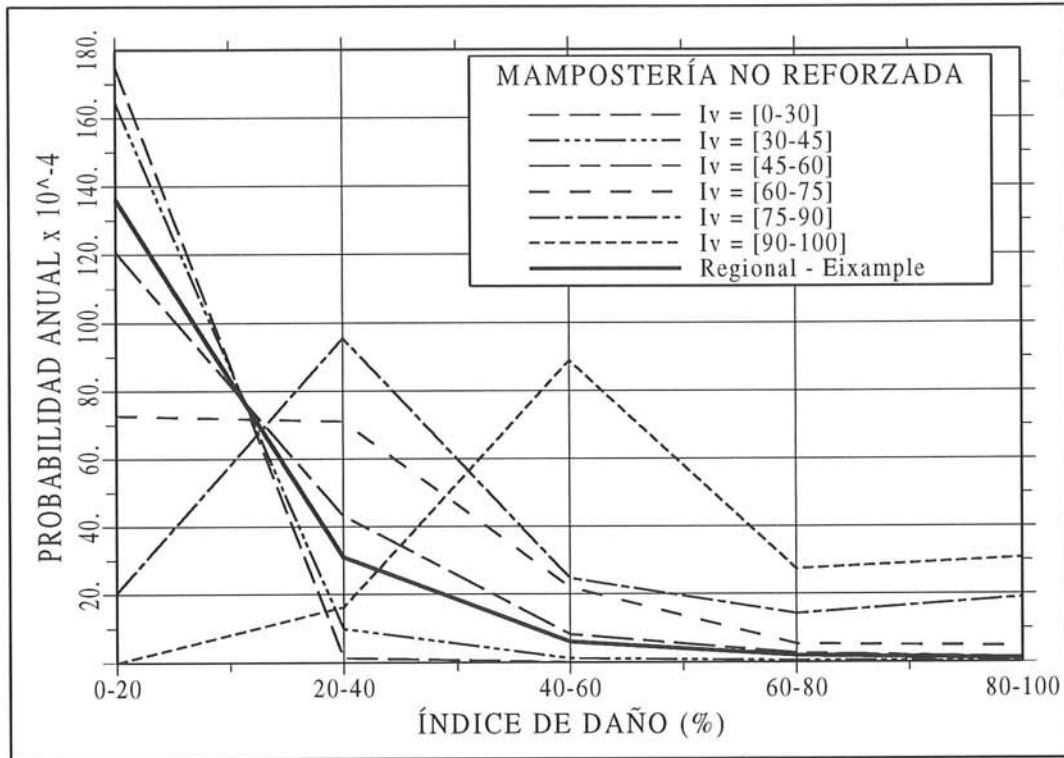


Figura 4.23 Curva de riesgo sísmico de edificios de mampostería no reforzada del Eixample, por rangos del índice de vulnerabilidad y del índice de daño.

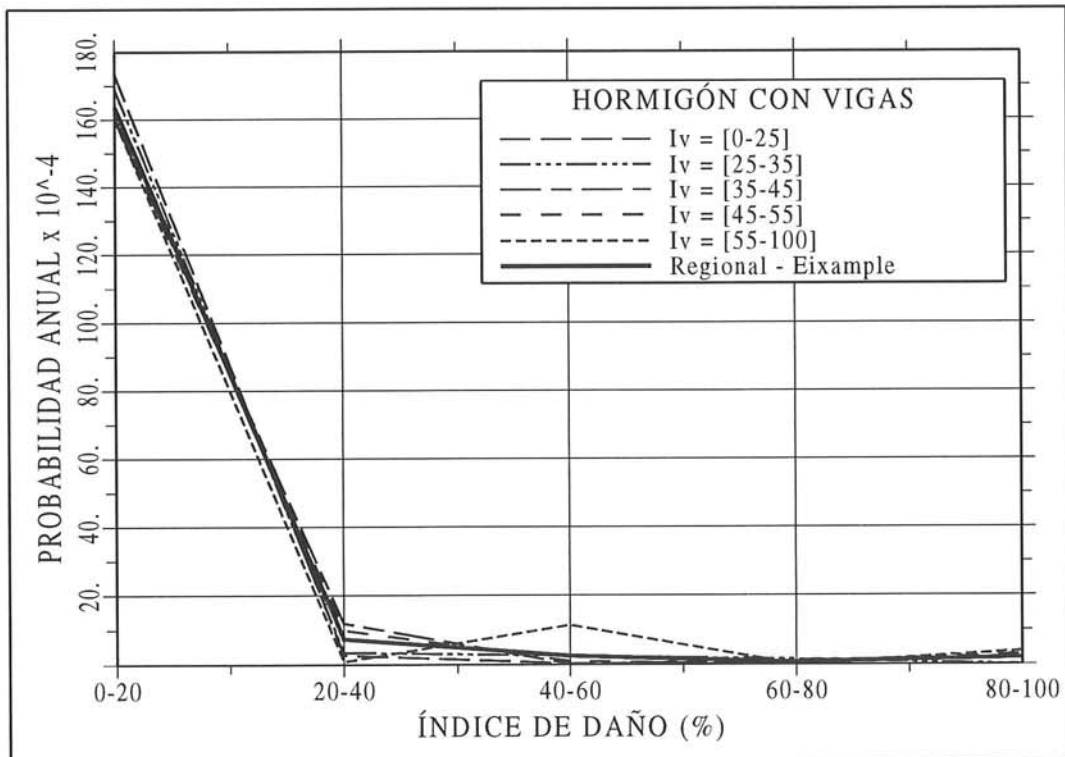


Figura 4.24 Curva de riesgo sísmico de edificios de hormigón armado con vigas del Eixample, por rangos del índice de vulnerabilidad y del índice de daño.

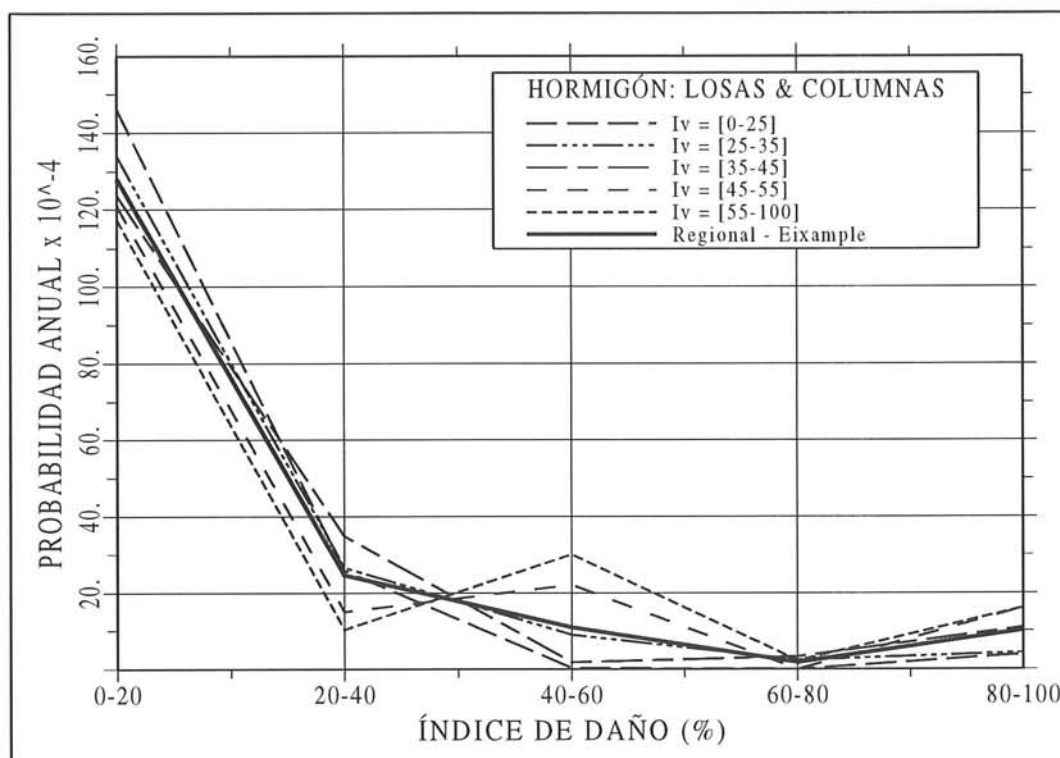


Figura 4.25 Curva de riesgo sísmico de edificios de hormigón armado con losas planas del Eixample, por rangos del índice de vulnerabilidad y del índice de daño.

que la evaluación regional de la probabilidad de ocurrencia de un cierto nivel de daño resulta un razonable promedio de las probabilidades de todos los edificios existentes en la zona de estudio, para cada tipología estructural.

Respecto a la evaluación de pérdidas económicas, es común en diversos estudios tales como los de Fournier⁽²⁸⁾, Hwang y Huo^(29,30), EERI⁽³¹⁾, Benedetti *et al.*⁽³²⁾, etc., la evaluación de las *pérdidas anuales promedio*, las cuales provienen de calcular la ecuación

$$RIESGO = \sum_i P[d_i < d < d_{i+1}] \times C_i \quad (4.4)$$

donde C_i es el factor de coste de cada nivel de daño i , expresado como porcentaje del coste total de la estructura. Puesto que se ha utilizado directamente el índice de daño económico y los rangos del índice de daño con intervalos del 20%, puede asumirse los valores promedio de los rangos a cada componente C_i . De esta forma, evaluando la ecuación (4.4) se encontró que los valores anuales promedio de pérdidas regionales en los edificios existentes del Eixample son:

- Para edificios de mampostería no reforzada: 0.26%.
- Para edificios de hormigón armado con vigas: 0.22%.
- Para edificios de hormigón armado con losas planas: 0.37%.

mientras que, considerando los rangos del índice de vulnerabilidad de cada tipología estructural, se obtienen los valores de riesgo de las tablas 4.4, 4.5 y 4.6.

Tabla 4.4 Pérdidas anuales promedio de edificios de mampostería del Eixample, por rango del índice de vulnerabilidad normalizado, expresadas como porcentaje del coste global de las estructuras.

Rango de I_v	Valor de Riesgo (%)
0 – 30	0.179
30 – 45	0.205
45 – 60	0.323
60 – 75	0.480
75 – 90	0.723
90 – 100	0.993

Tabla 4.5 Pérdidas anuales promedio de edificios aporticados de hormigón armado con vigas del Eixample, por rango del índice de vulnerabilidad normalizado, expresadas como porcentaje del coste global de las estructuras.

Rango de I_v	Valor de Riesgo (%)
0 – 25	0.182
25 – 35	0.201
35 – 45	0.225
45 – 55	0.237
55 – 100	0.257

Tabla 4.6 Pérdidas anuales promedio de edificios aporticados de hormigón armado con losas planas del Eixample, por rango del índice de vulnerabilidad normalizado, expresadas como porcentaje del coste global de las estructuras.

Rango de I_v	Valor de Riesgo (%)
0 – 25	0.263
25 – 35	0.317
35 – 45	0.368
45 – 55	0.444
55 – 100	0.474

Estos valores pueden multiplicarse directamente por el coste de los edificios, para obtener la cuantía de pérdidas económicas anuales promedio, es decir, evaluar el riesgo sísmico total. Dicha cuantía puede utilizarse como una tasa anual de seguros contra terremotos. Los resultados regionales para el Eixample no son muy severos a pesar de la vulnerabilidad medio-alta de las estructuras existentes; ésto se debe a la peligrosidad moderada de la región, con lo cual se presentan valores de riesgo menores a los que se han obtenido para otras regiones de Europa. Por ejemplo, el estudio realizado por Fournier⁽²⁸⁾ proporcionó pérdidas anuales promedio iguales al 0.54%, para el caso de edificios de hormigón armado aporticados en la ciudad de Bucarest (Rumanía) y de 1.33%, para el caso de edificios de mampostería reforzada en Montenegro (ex-Yugoslavia), regiones éstas de mayor peligrosidad sísmica.

En cuanto a tipologías, puede observarse que los edificios de hormigón armado con vigas presentan el menor riesgo que el resto de tipologías, siendo nuevamente los edificios de hormigón armado con losas planas los de mayor

riesgo. Así mismo, puede observarse que para cada tipología, el riesgo sísmico específico es mayor cuanto mayor es el índice de vulnerabilidad, siendo el riesgo regional un razonable promedio de todos los valores. Estos valores de riesgo por rango del índice de vulnerabilidad pueden también utilizarse como tasas de seguros promedio contra terremotos.

REFERENCIAS

1. F. Yépez, "Vulnerabilidad Sísmica de Edificios de Mampostería para Estudios de Riesgo Sísmico", *Tesis de Máster en Ingeniería*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1994.
2. F. Yépez, A. H. Barbat, J. A. Canas, A. Roca y X. Goula, "Seismic vulnerability evaluation of urban areas from observed damage", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, **1**, 109-116, 1995.
3. E. Faccioli, R. Andrighetto y V. Pessina, "Seismic risk zonation and earthquake scenarios using GIS technology", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, **1**, 136-141, 1995.
4. S. A. King, A. S. Kiremidjian, K. H. Law y N. I. Basoz, "Earthquake damage and loss estimation through geographic information system", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, **1**, 265-272, 1995.
5. M. A. Klyanchko, "The development of GIS, EQ-DISC and DIMAK as the best tools for seismic risk analysis on the urban areas", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, **1**, 158-165, 1995.
6. H. H-M. Hwang y H. Lin, "Gis mapping of seismic hazard and seismic risk in Shelby County, Tennessee, USA", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, **1**, 150-157, 1995.
7. G. Bustamante, J. L. Chatelain, J. Fernández, J. Valverde, H. Yepes, B. Tucker, C. Villacis, T. Yamada y F. Kaneko, "An example in Quito, Ecuador, of the use of seismic microzoning for risk reduction in developing countries", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, **1**, 683-690, 1995.
8. K. Amakuni, T. Mochizuki y T. Enomoto, "Study on Yokohama City's seismic risk mapping using GIS", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, **2**, 1273-1280, 1995.
9. V. J. San Marti, "Vers una Remodelació de L' Eixample", *Tesis Doctoral*, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1984.
10. R. J. Vila, "La Casa Original del Ensanche de Barcelona 1860-1864, los parámetros formales y métricos de la unidad residencial de la manzana Cerdá", *Tesis Doctoral*, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona, Universidad Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1989.
11. A. M. Coromina, "Suelo, Técnica e Iniciativa en los Orígenes del Eixample de Barcelona", *Tesis Doctoral*, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona, Universidad Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1989.
12. Ajuntament de Barcelona, Area d' Urbanisme i Obres Públiques, Direcció de Pro-

- yects Urbans, *Análisi Tècnica i Funcional del Patrimoni Immobiliari Municipal, Vol 3: L' Eixample*, Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya, Barcelona, 1986.
13. C. Caicedo, "Vulnerabilidad Sísmica en Zonas Urbanas. Aplicación a un Sector del Eixample de Barcelona", *Tesis Doctoral*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1993.
 14. C. Caicedo, J. A. Canas, A. Barbat, F. Yépez, A. Roca, X. Goula y F. Maña, "Seismic vulnerability assessment of buildings in Barcelona", *Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, 2, 1023-1028, 1994.
 15. F. O. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios urbanos. Evaluación y soluciones para la mitigación del riesgo y mejora de la organización del territorio", *Sexto Congreso Nacional y Conferencia Internacional de Geología Ambiental y Ordenación del Territorio: "Riesgos naturales, ordenación del territorio y medio ambiente"*, Granada, 2, 425-444, 1996.
 16. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, "Simulación de escenarios de daño sísmico en zonas urbanas", *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería RIMNE*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1996 (aceptado).
 17. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, "A method to perform computer simulations of damage in buildings for seismic risk evaluations", *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, 1996 (aceptado).
 18. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, Monografía de Ingeniería Sísmica IS-12, Centro Internacional de Métodos Numéricos CIMNE, Barcelona, 1994.
 19. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*. Monografía de Ingeniería Sísmica IS-14, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1995.
 20. A. H. Barbat, F. Yépez y J. A. Canas, "Peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo sísmico en zonas urbanas", *Memorias de la IX Jornadas Nacionales de Ingeniería*, Escuela Politècnica del Ejército, Quito, 1995.
 21. Real Decreto 2543/1994, *Norma Sismoresistente NCSE-1994*, Boletín Oficial del Estado núm. 33, Madrid, Diciembre 1994.
 22. AEIS, "25 años de la Normativa Sismoresistente en España (1969-1994)", *Monografía No. 1 - Asociación Española de Ingeniería Sísmica*, R. Blásquez (Editor), Madrid, 1995.
 23. V. Bertero, "Lessons Learned From Recent Catastrophic Earthquakes and Associated Research", *Primera Conferencia Internacional Torroja*, Madrid, 1992.
 24. H. Sandi, "Earthquake risk and earthquake preparedness: some qualitative aspects and quantification possibilities", *Proceedings of the Seminar on Earthquake Preparedness UNDP/UNESCO/UNDRO Project for Earthquake Risk Reduction in the Balkan Region*, Athens, 79-93, 1983.
 25. H. Sandi, "Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, 7(2), 11-69, 1986.

26. J. A. Canas, J. J. Egozcue, A. H. Barbat, J. M. Canet y E. Banda, "Peligrosidad sísmica en Cataluña", *Publicación ME 007 1987*, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1988.
27. J. J. Egozcue, A. Barbat, J. A. Canas, J. Miquel y E. Banda, "A method to estimate intensity occurrence probabilities in low seismic activity regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20**, 43-60, 1991.
28. E. M. Fournier, "The assessment of seismic risk", *Seismic Risk Assessment and Design of Building Structures*, A. Koridze (Editor), **2**, 31-46, Omega Scientific, England, 1988.
29. H. H. M. Hwang y J. R. Huo, "Generation of Hazard-Consistent Fragility Curves for Seismic Loss Estimation Studies", *Technical Report NCEER-94-0015*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1994.
30. H. H. M. Hwang y J. R. Huo, "Generation of hazard-consistent fragility curves", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **13**, 345-354, 1994.
31. EERI Committee on Seismic Risk, "The basics of seismic risk analysis", *Earthquake Spectra*, **5(4)**, 675-702, 1989.
32. D. Benedetti, G. Benzoni y M. Parisi, "Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16**, 183-201, 1988.

APÉNDICE

SIMULACIÓN DE ACELEROGRAMAS ARTIFICIALES

1 CÁLCULO DE LAS AMPLITUDES DEL PROCESO

Se conoce que la función de densidad espectral de potencia $G_z(\omega)$ de un proceso estocástico estacionario y ergódico $z(t)$ se define como la transformada de Fourier de la función de autocorrelación R_z , representando la contribución relativa de cada frecuencia ω_i al valor medio cuadrático del proceso⁽¹⁾. R_z representa, a su vez, el valor esperado del producto $z_1(t)z_1(t + \tau)$ mediante⁽²⁾

$$R_z(\tau) = E[z_1(t)z_1(t + \tau)] \quad (A.1)$$

Así mismo, si el proceso tiene media nula, su varianza σ^2 es igual a la potencia total de su función de densidad espectral, es decir que

$$\sigma_z^2 = \int_0^\infty G_z(\omega) d\omega \quad (A.2)$$

Se conoce también, que la varianza de una función armónica $y(t) = A \sin(t)$ viene dada por

$$\sigma_y^2 = \frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} A^2 \sin^2(t) dt = \frac{A^2}{2} \quad (A.3)$$

con lo cual, aplicando las ecuaciones (A.2) y (A.3) al proceso estocástico definido por las ecuaciones (8.92) y (8.93), se tiene que

$$\int_0^\infty G_z(\omega) d\omega = \sigma_z^2 = \sum_{i=1}^n \frac{A_i^2}{2} \quad (A.4)$$

acotando y discretizando la integral y, siempre que n tome valores altos, puede entonces escribirse que

$$\sum_{i=1}^n G_z(\omega_i) \Delta\omega_i = \sum_{i=1}^n \frac{A_i^2}{2} \quad (A.5)$$

con lo cual, por similitud de términos y, recordando que la densidad espectral de potencia representa la contribución de cada frecuencia al valor medio cuadrático del proceso estocástico, puede aceptarse sin mayor error que

$$A_i \approx \sqrt{2G_z(\omega_i)\Delta\omega_i} \quad (A.6)$$

2 DETERMINACIÓN DE LA FUNCIÓN DE DENSIDAD ESPECTRAL DE POTENCIA

Como se ha descrito en el capítulo 8, para poder simular acelerogramas sintéticos a partir del modelo de generación utilizado en este trabajo, es necesario conocer la función de densidad espectral de potencia, con el fin de determinar la amplitud y el contenido de frecuencias de dichos acelerogramas. Puede realizarse un estimativo de la densidad espectral a partir de un acelerograma o de una familia de acelerogramas registrados, mediante el suavizado del periodograma de las señales. Sin embargo, interesa ahora el poder estimar la densidad espectral a partir del espectro de respuesta. Dicha estimación se describe a continuación.

De la teoría de vibraciones aleatorias de sistemas lineales se conoce que, en el campo frecuencial la relación entre la densidad espectral de potencia de la entrada y la salida del sistema puede expresarse mediante⁽²⁻⁴⁾

$$G_u(\omega, \omega_n) = G_z(\omega) \left| H_u^z(\omega, \omega_n) \right|^2 \quad (A.7)$$

donde $G_u(\omega, \omega_n)$ es la densidad espectral de potencia de los desplazamientos relativos del sistema lineal con frecuencia natural ω_n , $G_z(\omega)$ es la densidad espectral de potencia del acelerograma y $\left| H_u^z(\omega, \omega_n) \right|^2$ es la función de transferencia del sistema lineal que relaciona las transformadas de Fourier del desplazamiento relativo del sistema con la transformada de la aceleración. Para un tiempo de excitación s grande, la función de transferencia puede evaluarse mediante^(4,5)

$$\left| H_u^z(\omega, \omega_n) \right|^2 = \left[(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_s^2 \omega_n^2 \omega^2 \right]^{-1} \quad (A.8)$$

donde ξ_s es un amortiguamiento ficticio dependiente de la duración s de la señal y del amortiguamiento real ξ , calculado mediante

$$\xi_s = \frac{\xi}{1 - e^{-2\xi\omega_n s}} \quad (A.9)$$

aunque desde el punto de vista práctico, ξ_s puede tomarse como ξ .

Utilizando la expresión (A.2), puede calcularse la desviación estándar de los desplazamientos relativos del sistema, es decir

$$\sigma_u^2(\omega_n) = \int_0^\infty G_u(\omega, \omega_n) d\omega = \int_0^\infty G_z(\omega) \left| H_u^z(\omega, \omega_n) \right|^2 d\omega \quad (A.10)$$

y, aplicando la relación entre los pseudoespectros de desplazamiento relativo y de aceleración ($S_{\ddot{u}}(\omega_n, \xi) = \omega_n^2 S_u$), se puede establecer la relación entre las desviaciones estándar del desplazamiento y de la aceleración, según la siguiente ecuación:

$$\sigma_{\ddot{u}}(\omega_n) = \omega_n^2 \sigma_u(\omega_n) \quad (A.11)$$

Entonces, reemplazando (A.8) y (A.11) en (A.10) y realizando simplificaciones, puede obtenerse que

$$\sigma_{\ddot{u}}^2(\omega_n) \approx G_z(\omega_n) \omega_n \left(\frac{\pi}{4\xi_s} - 1 \right) + \int_0^{\omega_n} G_z(\omega) d\omega \quad (A.12)$$

Por otro lado, si se define en términos probabilistas el espectro de pseudoaceleraciones $S_{\ddot{u}}$ del sistema, utilizando la teoría de vibraciones aleatorias y en función de la desviación estándar de las aceleraciones totales medidas en el sistema, se tiene que

$$S_{\ddot{u},s;p} = \zeta_{s;p} \sigma_{\ddot{u}}(\omega_n) \quad (A.13)$$

ecuación en la cual $S_{\ddot{u},s;p}$ es el nivel de aceleración bajo el cual el valor absoluto de la respuesta $\ddot{u}(t)$ del sistema tiene una probabilidad p de ser excedido cuando es excitado por una señal estacionaria \ddot{z} de duración s ; $\sigma_{\ddot{u}}(\omega_n)$ es la desviación estándar de las aceleraciones totales del sistema lineal con frecuencia natural ω_n evaluada en el instante s ; $\zeta_{s;p}$ es un factor pico que es función de la probabilidad p y la duración s ⁽³⁾. La determinación de $\zeta_{s;p}$ es un problema conocido como el "problema del primer sobrepaso" para el cual existen soluciones aproximadas; por ejemplo, para un sistema de un grado de libertad y sometido a una excitación estacionaria, puede evaluarse mediante

$$\zeta_{s;p} \approx \sqrt{2 \ln \left(-\frac{\omega_n s}{\pi \ln p} \left[1 - e^{-\sqrt{4\xi_s} \ln \left(-\frac{\omega_n s}{\pi \ln p} \right)} \right]} \right)} \quad (A.14)$$

De este modo, si se reemplaza (A.12) en (A.13), se despeja el valor del estimador de la densidad espectral $G_z(\omega_n)$ que se desea conocer y se aplica la relación entre los pseudoespectros de aceleración y de velocidad, se obtiene finalmente que

$$G_z(\omega_n) \approx \frac{1}{\omega_n \left(\frac{\pi}{4\xi_s} - 1 \right)} \left[\frac{\omega_n^2 S_{\ddot{u}}^2(\omega_n)}{r_{s;p}^2} - \int_0^{\omega_n} G_z(\omega) d\omega \right] \quad (A.15)$$

Como puede observarse, la densidad espectral queda en función del pseudo-espectro de velocidades y, además, debe calcularse de forma recursiva, empezando por la frecuencia natural más baja ω_1 donde la integral de la parte derecha de la ecuación se anula; para las siguientes frecuencias ω_i se conocerá el valor de

$G_z(\omega_i)$ y, por consiguiente, se puede evaluar el próximo valor, es decir $G_z(\omega_{i+1})$. Así mismo, dependiendo de la duración s y del nivel de probabilidad p predefinidos, la solución de la ecuación (A.15) no es única y, por lo tanto, las diferencias entre el espectro de respuesta dato y el espectro calculado a partir del acelerograma sintético generado disminuirán conforme aumente el valor de s . Se ha observado en la práctica que con un valor de $p = 0.368$ (tal que $\ln p = -1$), se obtienen excelente resultados⁽⁴⁾. Una vez estimada la densidad espectral puede generarse toda la señal, según las ecuaciones descritas anteriormente.

3 MEJORAS DE LOS ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS

Una señal generada según lo descrito en los anteriores apartados puede tener imperfecciones como, por ejemplo, que el pico de aceleración máxima no coincida exactamente con el proporcionado por el espectro de respuesta o que, al integrarla, su velocidad y desplazamiento no tengan valores nulos al final de la señal, con lo cual se debe ajustar el acelerograma.

Inicialmente puede corregirse el acelerograma mediante las técnicas ampliamente conocidas como, por ejemplo, el ajuste de línea base; así mismo, la aceleración obtenida del registro sintético puede escalarse al valor deseado. Más importante resulta el hecho de que, debido a las aproximaciones realizadas para la obtención de las ecuaciones anteriores, así como por efectos de las correcciones descritas, el espectro de respuesta de la señal artificial no sea exactamente igual al espectro de respuesta de dato. Para mejorar este ajuste se utiliza un procedimiento iterativo, en el cual se comparan las ordenadas de los espectros de velocidades en un número limitado m de abscisas frecuenciales (denominadas frecuencias de control j). Para mejorar el ajuste, se modifica el valor correspondiente al de la función de densidad espectral de potencia en proporción al cuadrado de las diferencias entre los espectros, mediante⁽⁴⁾

$$G(\omega_j)_{i+1} = G(\omega_j)_i \left[\frac{S_{\dot{u}}(\omega_j)}{S_{\dot{u}}^i(\omega_j)} \right]^2 \quad j = 1, \dots, m \quad (\text{A.16})$$

con la cual se genera un nuevo acelerograma artificial. Gasparini y Vanmarcke⁽⁴⁾ afirman que, al aplicar este procedimiento de corrección no debe esperarse que converga en todas las frecuencias de control ω_j , ya que la respuesta en una de las frecuencias de control no solo depende del valor de la densidad espectral de potencia, sino que depende de otros valores de la densidad a frecuencias cercanas a la de interés. Por esta razón, el procedimiento iterativo mejora el ajuste únicamente en las primeras iteraciones y, por lo tanto, no requiere de un criterio de convergencia estricto.

REFERENCIAS

1. A. H. Barbat, L. Orosco, J. E. Hurtado y M. Galindo, *Definición de la acción sísmica*, Monografía de Ingeniería Sísmica IS-10, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1994.

2. T. T. Baber y Y. K. Wen, "Stochastic Equivalent Linearization For Hysteretic, Degrading, Multistory Structures", *Structural Research Series, Report No. 471*, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, 1980.
3. M. Galindo, "Una Metodología Para el Análisis Numérico del Comportamiento Resistente No-lineal de Presas de Hormigón con Cargas Estáticas y Dinámicas", *Tesis Doctoral*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1993.
4. D. A. Gasparini y E. H. Vanmarcke, "Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra", *Technical Report R76-4*, Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Massachusetts, 1976.
5. R. Corotis, E. H. Vanmarcke y C. A. Cornell, "First passage of non-stationary random process", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, **98(EM2)**, 401-414, 1972.

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA

Lista de monografías publicadas en la Serie de Ingeniería Sísmica

Las monografías pueden adquirirse dirigiéndose al Departamento de Publicaciones del Centro Internacional de Métodos Numericos en Ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC, c/ Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, teléfono: 93-401.60.37, Fax: 93-401-65-17.

- IS-1 *Qualitative Reasoning for Earthquake Resistant Buildings*, Luís M. Bozzo, 149 pp., ISBN 84-87867-36-7, 1993.
- IS-2 *Control predictivo en sistemas de protección sísmica de estructuras*, R. Andrade Cascante, J. Rodellar, F. López Almasa, 143 pp., ISBN 84-87867-37-5, 1993.
- IS-3 *Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas*, M. Galindo, J. Oliver, M. Cervera, 255 pp., ISBN 84-87867-38-3, 1994.
- IS-4 *Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado*, A. Hanganu, A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate, 96 pp., ISBN 84-87867-40-5, 1994.
- IS-5 *Edificios con aislamiento de base no lineal*, N. Molinares, A.H. Barbat, 96 pp., ISBN 84-87867-41-3, 1994.
- IS-6 *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, C. Caicedo, A.H. Barbat, J.A. Canas, R. Aguiar 100 pp., ISBN 84-87867-43-X, 1994.
- IS-7 *Análisis de terremotos históricos por sus efectos*, J. R. Arango Gonzalez, 119 pp., ISBN 84-87867-44-8, 1994.
- IS-8 *Control activo no lineal de edificios con aislamiento de base*, A.H. Barbat, N. Molinares, J. Rodellar, 124 pp., ISBN 84-87867-46-4, 1994.
- IS-9 *Análise estocástica da resposta sísmica nao-linear de estruturas*, Alvaro A.M. F. Cunha, 199 pp., ISBN: 84-87867-47-2, 1994
- IS-10 *Definición de la acción sísmica*, A.H. Barbat, L. Orosco, J.E. Hurtado, M. Galindo, 122 pp., ISBN: 84-87867-448-0, 1994
- IS-11 *Sismología y peligrosidad sísmica*, J.A. Canas Torres, C. Pujades Beneit, E. Banda Tarradellas, 87 pp., ISBN: 84-87867-49-9, 1994
- IS-12 *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, F. Yépez, A.H. Barbat, J.A. Canas, 104 pp., ISBN: 84-87867-50-2, 1995
- IS-13 *Estudios de ingeniería sismológica y sísmica*, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-57-X, 13 pp., 1995
- IS-14 *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*, F. Yépez, A.H. Barbat y J.A. Canas, ISBN: 84-87867-58-8, 103 pp., 1995

- IS-15 *Diseño sismorresistente de edificios de hormigón armado*, L. Bozzo, A.H. Barbat,
ISBN: 84-87867-59-6, 185 pp., 1995
- IS-16 *Modelo tridimensional de atenuación anelástica de las ondas sísmicas en la Península Ibérica*, J.O. Caselles, J. A. Canas, Ll. G. Pujades, R.B. Herrmann,
ISBN: 84-87867-60-X, 119 pp., 1995
- IS-17 *Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado*, R. Aguiar
ISBN: 84-87867-43-X, 99 pp., 1996
- IS-18 *Experimental study of a reduced scale model seismically base isolated with Rubber-Layer Roller Bearings (RLRB)*, D. Foti, J.M. Kelly
ISBN: 84-87867-82-0, 112 pp., 1996
- IS-19 *Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado*, F. Yépez Moya
ISBN: 84-87867-80-4., 1996

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.