

Vulnerabilidad sísmica de edificios

César Caicedo
Alex H. Barbat
José A. Canas
Roberto Aguiar

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

Vulnerabilidad sísmica de edificios

César Caicedo
Alex H. Barbat
José A. Canas
Roberto Aguiar

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA
Edificio C1, Campus Norte UPC
C/ Gran Capitán, s/n
08034 Barcelona, España.

MONOGRAFIAS DE INGENIERIA SISMICA
Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICIOS
Monografía CIMNE IS-6
© Los Autores

ISBN: 84-87867-43-X
Depósito Legal: B-37299-94

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

ÍNDICE

1. Introducción	1
2. Conceptos generales	3
2.1 Definiciones	3
2.2 Peligrosidad	4
2.2.1 Métodos deterministas	5
2.2.2 Métodos probabilistas	5
2.3 Vulnerabilidad	7
2.3.1 Métodos para evaluar vulnerabilidad	8
2.4 Riesgo	9
Referencias	10
3. Métodos analíticos para evaluar la vulnerabilidad	13
3.1 Descripción general	13
3.2 Modelos histeréticos del hormigón armado	13
3.3 Indicadores de daño	18
3.3.1 Indicadores de daño a nivel de elementos estructurales	19
3.3.2 Indicadores de daño a nivel de la estructura	23
3.4 Interpretación probabilística del daño	25
3.5 Problemas asociados con los métodos analíticos	27
Referencias	28
4. Métodos subjetivos para evaluar la vulnerabilidad	31
4.1 Descripción general	31
4.2 Métodos que predicen el daño	32
4.2.1 Métodos basados en matrices de probabilidad de daño	33
4.2.2 Métodos basados en funciones de vulnerabilidad	35
4.3 Métodos que evalúan la capacidad sísmica	37
4.3.1 Métodos basados en un sistema de calificación	37
4.3.2 Métodos basados en códigos de construcción	38
4.4 Problemas asociados con los métodos subjetivos	39
Referencias	40
5. Vulnerabilidad sísmica en zonas urbanas	45
5.1 Método del índice de vulnerabilidad	45
5.2 Cálculo del índice de vulnerabilidad	46
5.2.1 Formulario para el levantamiento de la vulnerabilidad	47
5.2.2 Instrucciones para el formulario de levantamiento	49

5.2.3 Cálculos requeridos por los parámetros de naturaleza cuantitativa	53
5.3 Funciones de vulnerabilidad	55
5.4 Corrección del índice de vulnerabilidad	58
5.5 Interpretación probabilística del método	60
5.6 Comentarios sobre el método	61
5.7 Análisis del riesgo sísmico en zonas urbanas	62
5.7.1 Alternativas para la reducción del riesgo	62
5.7.2 Cálculo del riesgo utilizando el ordenador	63
5.8 Ejemplo de aplicación	64
5.8.1 Zona urbana estudiada	64
5.8.2 Procedimiento utilizado	65
5.8.3 Resultados obtenidos	68
Referencias	77
6. Simulación de funciones de vulnerabilidad	83
6.1 Descripción general	83
6.2 Modelo estructural	83
6.2.1 Modelización del elemento viga	86
6.2.2 Modelización del elemento columna	88
6.3 Modelo histerético	89
6.4 Solución de la ecuación del movimiento	90
6.4.1 Método de Newmark	91
6.4.2 Fuerza residual	92
6.5 Indicadores de daño	93
6.6 Procedimiento de simulación	94
6.6.1 Cálculo del índice de vulnerabilidad	94
6.6.2 Definición de la acción sísmica	94
6.7 Resultados	96
Referencias	99

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

El problema de la predicción del comportamiento sísmico de edificios existentes es esencial en la evaluación de las pérdidas económicas y sociales que los terremotos pueden producir en zonas urbanas. Si el diseño sísmico de nuevas estructuras viene estipulado por normas que, en muchos casos, ya han sido comprobadas en situaciones reales y que, generalmente, garantizan un nivel adecuado de seguridad, no ocurre lo mismo con el problema de la evaluación del comportamiento sísmico de estructuras existentes, donde se requiere de estudios mucho más amplios, complejos y llevados a cabo por especialistas, para poder encontrar resultados que sean confiables. Además, existen en muchas zonas urbanas estructuras que han sido diseñadas sin que se considere ninguna norma referente a cargas sísmicas, otras que han sido modificadas como resultado de un cambio de destino y algunas otras que han sufrido daños en terremotos pasados, todo lo cual hace más difícil la evaluación de su comportamiento frente a futuros movimientos sísmicos. La falta de información acerca de todos estos aspectos sumada a otros tipos de incertidumbres como, por ejemplo, las referentes a la acción o a las propiedades de los materiales, hace que se requieran estudios específicos para predecir el comportamiento sísmico de estructuras existentes.

Actualmente, los estudios que se requieren para estimar el comportamiento sísmico de estructuras existentes se enmarcan dentro del campo de la vulnerabilidad sísmica, el cual forma parte del campo más amplio de la ingeniería sísmica y de la dinámica estructural. Obviamente, los estudios de vulnerabilidad se extienden también a otras disciplinas relacionadas, como pueden ser la planificación urbana y la protección civil. Sin embargo, una de sus mayores aplicaciones se encuentra en el cálculo y en la mitigación del riesgo sísmico. Efectivamente, el riesgo sísmico específico es una convolución de la vulnerabilidad del elemento en riesgo con la peligrosidad del sitio donde este elemento se encuentre. Debido a que la peligrosidad sísmica es una característica de la naturaleza que todavía el hombre no es capaz de modificar, la única alternativa disponible para reducir el riesgo sísmico en zonas urbanas existentes consiste en la búsqueda de estrategias adecuadas para reducir la vulnerabilidad de las estructuras. Es en este último aspecto donde los estudios de vulnerabilidad desempeñan un papel fundamental.

En el capítulo 2 se hace una síntesis de la problemática del riesgo para cualquier tipo de fenómeno natural, se define cada uno de los términos que intervienen en su análisis, se describe la forma en que interactúan para su determinación y se particularizan algunos de ellos para el caso del fenómeno sísmico. Se hace

una síntesis de los métodos deterministas y probabilistas para el cálculo de la peligrosidad sísmica a escala regional y se comentan algunos aspectos de su evaluación a escala local. Se explica detalladamente el concepto de vulnerabilidad sísmica y se diferencia la vulnerabilidad observada, de la calculada. Finalmente, se define para el caso sísmico el riesgo y el riesgo específico, con lo cual se relaciona conceptualmente todas las definiciones hechas anteriormente. En el capítulo 3 se explica la base teórica de los métodos analíticos para estimar el daño sísmico en edificios. Se estudia el comportamiento histerético de elementos fabricados en hormigón armado, se describen los factores que controlan dicho comportamiento y los principales modelos que existen para representarlo. Se estudian diferentes tipos de indicadores utilizados para estimar el daño en elementos estructurales y globalmente en la estructura. Finalmente, se explica la interpretación probabilística de los métodos analíticos y se discuten los problemas comúnmente relacionados a ellos. En el capítulo 4 se describen los métodos subjetivos que predicen el daño, basándose en matrices de probabilidad de daño o en funciones de vulnerabilidad, y se muestra la forma que toma la ecuación del riesgo específico en cada uno de estos dos casos. También se describen los métodos subjetivos que únicamente evalúan la capacidad, basándose en sistemas de calificación empíricos o en códigos de construcción. Finalmente, se discuten los principales problemas asociados con los métodos subjetivos. En el capítulo 5 se desarrolla una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en zonas urbanas. Se explica a fondo el método del índice de vulnerabilidad, se describe el procedimiento mediante el cual se calcula la vulnerabilidad de un edificio y se muestran las diferentes funciones de vulnerabilidad que existen para la estimación de escenarios de daño. Se estudia el tema del análisis del riesgo sísmico en zonas urbanas y se describe el sistema informático idóneo para su tratamiento. Finalmente, se muestra un ejemplo de aplicación de esta metodología en un sector de Barcelona. En el capítulo 6 se describe un procedimiento para la simulación de funciones de vulnerabilidad en edificios de hormigón armado a partir de un método analítico. Se describe el modelo utilizado en el análisis dinámico no lineal de pórticos planos de hormigón armado, el cual considera dos tipos de elementos estructurales: vigas y columnas. Finalmente, se obtienen mediante este procedimiento funciones de vulnerabilidad para diferentes tipologías estructurales y diferentes grados de intensidad sísmica.

Se agradece a los Drs. Toni Roca y Xavier Goula sus valiosas aportaciones a este trabajo y el haber facilitado ampliamente los recursos del Servei Geològic de Catalunya. También se agradece al Dr. Fructuos Mañá el haber compartido sus amplios conocimientos acerca de las tipologías estructurales de Barcelona. Finalmente, se agradece al profesor D. Benedetti el haber proporcionado gentilmente bibliografía detallada sobre el método del índice de vulnerabilidad. Este trabajo ha sido financiado parcialmente a través del proyecto de investigación PB90-0393 de la Dirección General de Investigación Científica y Técnica (DGICYT) del Ministerio de Educación y Ciencia y por por el Servei Geològic de la Generalitat de Catalunya.

CAPÍTULO 2

CONCEPTOS GENERALES

2.1.- DEFINICIONES

Inicialmente se definen las variables más relevantes en la problemática del riesgo para cualquier tipo de fenómeno natural, siendo estas definiciones adaptables a cualquier caso. Posteriormente se describe de una forma detallada los conceptos de peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo, para el caso específico del fenómeno sísmico, haciendo especial énfasis en las dificultades que normalmente se plantean para su evaluación.

La aparente similitud de algunos de los términos involucrados en la ingeniería sísmica, más específicamente de aquellos que definen conceptos relacionados con el riesgo sísmico como son, la peligrosidad y la vulnerabilidad, imponen la necesidad de una cuidadosa interpretación ya que en el ámbito científico es conveniente llegar a un consenso general en cuanto a terminología se refiere, con el objeto de mejorar el intercambio de información y facilitar de alguna forma el trabajo de los investigadores. Además de esto, para los desarrollos teóricos y prácticos que se realizan en la presente monografía, se hace necesario una diferenciación muy clara y una definición exacta de todos los términos mencionados anteriormente.

Una tentativa de estandarización de los términos relacionados con el riesgo debido a fenómenos naturales, que ha sido aceptada por muchos autores y publicada en diferentes artículos [1-5], es la propuesta por un grupo de expertos de la UNDRP (Office of the United Nations Disaster Relief co-Ordinator) publicada en la referencia [6]. Las definiciones que se dan a continuación están basadas en dicha referencia, en la cual el concepto del riesgo y de sus partes constituyentes se expresa como una secuencia ordenada de términos interrelacionados entre sí, de la siguiente forma:

- a) Grado de pérdida: significa las consecuencias negativas que pueden producirse debido a la ocurrencia de un fenómeno natural. Estas consecuencias indeseables pueden ser, por ejemplo, las pérdidas de vida o de personas heridas, los daños materiales, la pérdida de funcionamiento del sistema productivo, etc. También a nivel estructural las consecuencias negativas pueden ser por ejemplo, la disminución de la rigidez o de la capacidad de disipación de energía de los elementos estructurales, etc.
- b) Elementos en riesgo: son la población, edificios, obras públicas, actividades económicas, servicios públicos, utilidades, infraestructura,

- etc; susceptibles de ser afectados por un fenómeno natural en un área determinada.
- c) Peligrosidad natural: significa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de un área dada, de un fenómeno natural potencialmente dañino.
 - d) Vulnerabilidad: significa el grado de pérdida de un elemento en riesgo o de un conjunto de tales elementos resultante de la ocurrencia de un fenómeno natural de una magnitud dada. La vulnerabilidad se puede expresar en una escala desde 0 (sin daño) hasta 1 (colapso total) o en cualquier otra escala proporcional a ésta.
 - e) Riesgo específico: es la probabilidad esperada de pérdidas debidas a un fenómeno natural expresado como una función de la peligrosidad y de la vulnerabilidad.
 - f) Riesgo: es el grado esperado de pérdidas debidas a un fenómeno natural expresado como una función del riesgo específico y del valor de los elementos en riesgo.

Aunque la particularización de los anteriores conceptos para el caso del fenómeno sísmico se desarrolla en los siguientes apartados debido a que requiere el conocimiento de otros conceptos más específicos, tales como el grado de daño y la función de vulnerabilidad, las anteriores definiciones han sido la base teórica de referencia para el desarrollo de los estudios de investigación que sobre el riesgo se han venido efectuando durante la última década.

2.2.- PELIGROSIDAD

Básicamente lo que persiguen los estudios de peligrosidad sísmica es estimar el movimiento del terreno en un lugar determinado a partir de los terremotos situados en las distintas *zonas sismogénicas*, es decir las zonas productoras o generadoras de sismos, normalmente, asociadas a unas ciertas características geotectónicas. Para estos estudios, el movimiento del terreno generalmente se expresa por un parámetro físico tal como la aceleración, la velocidad o el desplazamiento máximo del suelo o bien por uno de los grados de intensidad en cualquiera de las escalas macrosísmicas [7].

La evaluación de la peligrosidad sísmica puede llevarse a cabo mediante dos tipos de métodos de cálculo: los deterministas y los probabilistas. Los métodos deterministas parten de los sismos registrados y evalúan los efectos de esos sismos sobre la localidad que se estudie. Para ello hacen uso de diversos criterios de mayoración (por ejemplo, desplazando epicentros dentro de ciertas regiones predeterminadas, etc.). Los métodos probabilistas no utilizan directamente los sismos registrados, sino que esos datos sirven para establecer ciertas leyes de probabilidad de ocurrencia dentro de las regiones que se hayan establecido, dando lugar a modelos regionales de ocurrencia, para finalmente calcular las influencias de cada región sobre la localidad de estudio [8]. Una explicación bastante detallada de estos dos tipos de métodos aparece publicada en la referencia [9] de la cual se transcriben a continuación algunos apartes.

2.2.1.- Métodos deterministas

Los métodos deterministas se basan en la hipótesis de que la sismicidad futura de una zona será exactamente igual a la del pasado. Si no se consideran zonas sismogénicas, se estudian los efectos de cada terremoto de la región sobre el emplazamiento. Si se consideran zonas sismogénicas o estructuras geológicas a las que están asociados los sismos, se hace la hipótesis de que éstos pueden ocurrir en cualquier lugar de dichas zonas, por lo que los terremotos ocurridos en cada una de ellas deben situarse en el punto más cercano al emplazamiento, aplicado entonces las leyes de atenuación para calcular los efectos sobre el mismo. De todos los valores que puede alcanzar la acción sísmica en el emplazamiento debido, en un caso, a cada terremoto individual y en el otro a cada zona, se toma el máximo. Es decir, con el método determinista se obtiene el valor máximo de la variable elegida como medida del movimiento del suelo en un lugar determinado debido a la sismicidad de la región.

Este método presenta algunos inconvenientes. El primero de ellos es la hipótesis de partida; establecer que la sismicidad futura será igual a la pasada supone admitir que el mayor terremoto registrado en el catálogo de una zona no será sobrepasado en el futuro. Esto no tiene que ser cierto aunque se conociera toda la historia sísmica de la zona, lo que no ocurre ni en los países que cuentan con catálogos que abarcan un periodo de tiempo muy grande. Otro de los inconvenientes es que, en principio, sólo se obtiene con este método el valor máximo esperado de la variable que representa el movimiento del suelo, esto supone aplicar el mismo nivel de riesgo a todas las estructuras, lo que no es común en la práctica de la ingeniería sísmica, ya que no se aplica el mismo nivel de riesgo al diseño de una presa que al diseño de una vivienda particular; es decir, este método puede resultar en algunos casos conservador y penalizar económicamente el diseño de algunas estructuras.

Para la aplicación de este método es necesario una gran precisión en la localización de los terremotos, si no se consideran zonas o estructuras sismogénicas, y en las dimensiones de éstas en el caso de que sí se consideren. Estas dimensiones son críticas, pues si se suponen los sismos asociados a una falla hay que contar con estudios que indiquen cómo se distribuye la actividad sísmica a lo largo de esa falla, si es activa en toda su extensión o si la actividad se restringe a partes de ella, siendo diferente de unas a otras.

2.2.2.- Métodos probabilistas

Estos métodos se basan en que, conocida la sismicidad pasada, se pueden establecer las leyes estadísticas que rigen los fenómenos sísmicos de una zona. Con estos métodos, se obtiene la probabilidad de ocurrencia de distintos niveles de intensidad de movimiento del suelo en un lugar determinado en un periodo de tiempo dado. Cabe hacer notar aquí, que la peligrosidad sísmica se debe diferenciar de la *sismicidad* de un área, la cual se expresa por la frecuencia de ocurrencia, la distribución y la magnitud de los terremotos en dicha área.

En principio, todos los procedimientos disponibles para la evaluación probabilista de la peligrosidad sísmica son similares y se diferencian únicamente en

el modelo estadístico escogido para obtener la probabilidad del lugar. En general, todos estos métodos requieren del conocimiento de los siguientes datos para la región de estudio: La sismicidad, las zonas sismogénicas y la atenuación [10].

Hoy en día existe cierto consenso dentro del mundo científico, en cuanto a la metodología necesaria para la realización de un mapa probabilístico de peligrosidad sísmica. Esta metodología puede resumirse en las siguientes operaciones básicas:

- 1.- Se identifican las zonas sismogénicas y los puntos de la malla para los cuales se ha de computar la peligrosidad.
- 2.- Se efectúa un análisis estadístico de los datos de sismicidad y de las curvas típicas de atenuación para la región.
- 3.- Se obtiene una distribución de probabilidad condicional acumulada típica de la aceleración máxima del terreno en un punto seleccionado de la malla.
- 4.- Se obtiene la probabilidad extrema para varios niveles de aceleración máxima del terreno y tiempos de exposición para el sitio seleccionado. Con estos datos se dibuja un mapa de curvas de contorno de igual aceleración máxima o de la intensidad en el caso de que se efectúe un análisis similar al anterior para este último parámetro.

Los métodos probabilistas presentan algunas ventajas frente a los métodos deterministas. La más importante es que no se obtiene únicamente el valor máximo de intensidad del movimiento del suelo sino que también se obtiene la distribución de probabilidades para los distintos niveles de intensidad o de daño. Otra es que se considera que la sismicidad se reporta uniformemente dentro de cada fuente por lo que no es tan crítica la exactitud en su localización. Por otro lado, el mayor terremoto que puede producirse en una zona no está determinado por el terremoto máximo registrado en el pasado, sino que se estima a partir de las leyes estadísticas de la sismicidad de cada zona. Esto es fundamental para que el ingeniero pueda seleccionar el nivel de riesgo más adecuado a cada estructura en particular, sin penalizar innecesariamente el diseño.

Sin embargo, el problema de la evaluación probabilística de la peligrosidad sísmica para una región es complejo debido a las dificultades que se presentan para determinar los parámetros físicos que definen la fuente y la atenuación. A lo anterior se suma la variación para una misma zona de la actividad sísmica a corto y largo plazo, lo que limita los tiempos para una estimación confiable de la peligrosidad, entre los 25 y los 50 años en la mayoría de los casos [11]. Por otra parte en regiones donde la actividad sísmica es baja, el análisis de la peligrosidad sísmica se dificulta debido a que en estas regiones los sismos fuertes tienen periodos de retorno más largos y por tanto se llega a requerir de catálogos de sismicidad histórica más extensos y completos de los que generalmente están disponibles en la práctica. Además de esto, en las regiones de baja sismicidad por lo general las zonas activas no se encuentran muy bien definidas debido a la falta de datos o de la precisión en la ubicación de los epicentros de los terremotos [12].

Para mayor información sobre los problemas relacionados con la evaluación de la peligrosidad sísmica, en la referencia [13] se hace una revisión extensa de los mismos. Entre otros temas se discuten en dicha publicación, los problemas

relacionados con el método de evaluación y el modelo de ocurrencia de los terremotos, los problemas relacionados con la determinación de las curvas de atenuación y los problemas relacionados con la demarcación de las zonas sismogénicas.

En cualquier caso, el objetivo final de un estudio de peligrosidad sísmica o *macrozonificación* consiste en la construcción de un mapa de peligrosidad sísmica, el cual divide a una región geográfica generalmente muy amplia en áreas cuya respuesta al movimiento del terreno se considera relativamente parecida.

Ahora bien, debido a que desde un punto de vista científico la predicción de terremotos no está aún suficientemente desarrollada, la evaluación de la ocurrencia de estos fenómenos se hace mayoritariamente en términos probabilísticos [15-17]. Otro caso distinto ocurre cuando se trabaja a escalas reducidas tales como una zona urbana en donde se requiere de estudios más detallados y por lo tanto más complejos para tener en cuenta los efectos locales de amplificación del movimiento del terreno y por lo tanto de la peligrosidad sísmica. Algunos de los efectos de amplificación local se deben primordialmente: a los efectos de resonancia debidos a las propiedades del suelo en las capas superficiales, la topografía de la zona, el potencial de licuefacción y la posición del nivel freático, los fenómenos de inestabilidad y de deslizamiento de taludes, entre otros. Todas las anteriores investigaciones se enmarcan dentro de los llamados estudios de *microzonificación* la cual constituye una de las palabras clave para la evaluación de la peligrosidad sísmica a escala urbana.

2.3.- VULNERABILIDAD

Para el caso particular del fenómeno sísmico se define en la referencia [18] la *vulnerabilidad* de una estructura o grupo de estructuras, como el grado de daño que resulta por la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad dada. Por otra parte, la *función de vulnerabilidad* de una estructura es aquella que describe gráfica o matemáticamente su vulnerabilidad para varias intensidades del movimiento del terreno, siendo estas intensidades expresadas preferiblemente por valores de algún parámetro físico, como por ejemplo la aceleración máxima del terreno o bien por uno de los grados en cualquier escala macrosísmica.

La vulnerabilidad es una característica intrínseca de las estructuras, dependiente de la forma como hayan sido diseñadas pero independiente de la peligrosidad sísmica del sitio donde estén ubicadas. Se puede afirmar que cada tipo de estructura tiene su propia función de vulnerabilidad y que el método para la determinación de dicha función varía en la misma forma en la que el comportamiento estructural del elemento en riesgo sea distinto.

Teóricamente, todo sistema constructivo susceptible de ser afectado por un terremoto, puede ser objeto de un estudio sobre su vulnerabilidad. En la actualidad existen en la literatura estudios sobre la vulnerabilidad de algunos elementos en riesgo tales como: líneas vitales (por ejemplo: líneas de conducción de energía, agua, etc.), puentes, edificaciones, entre otros. Sin embargo, el problema de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica es tan complejo y extenso, que en

la presente monografía se ha limitado únicamente al estudio de edificaciones existentes.

Se puede decir con certeza, que el conocimiento actual de la vulnerabilidad para distintos elementos en riesgo es más bien pobre y como consecuencia de esto, la evaluación del riesgo se ha visto limitada. Si bien se han obtenido algunos resultados empíricos para varios tipos de edificios, no se ha llegado aún a un consenso general sobre la forma estandar de evaluar y obtener funciones de vulnerabilidad. Como ejemplo de esta diversidad de criterios está el proyecto conjunto de la UNESCO para la región Balcánica publicado en la referencia [19], en el cual cada país participante llegó a su propia conclusión sobre como expresar y definir las funciones de vulnerabilidad. Aún hoy en día se siguen observando diferencias, tanto de fondo como de forma, en los trabajos de investigación que se publican sobre el tema.

La importancia de los estudios de vulnerabilidad sísmica no reside únicamente en ser una parte indispensable para la determinación del riesgo sísmico, sino también en ser una herramienta clave para los planes de mitigación de desastres. Por ejemplo, una entidad del gobierno puede estar interesada en conocer la condición actual de las edificaciones de una ciudad, con el objetivo de prever anticipadamente las consecuencias negativas (económicas y sociales), que la ocurrencia de un sismo de una determinada magnitud puede generar en la zona, y de esta forma determinar las medidas necesarias para su mitigación. También puede interesar un análisis de costo-beneficio en el que se comparen el costo para el reforzamiento de las estructuras más precarias, contra el costo de la reconstrucción de las mismas, luego de ocurrido el terremoto [20].

En principio la evaluación de la vulnerabilidad puede venir, del análisis mediante modelos numéricos del daño sísmico de estructuras, de la inspección de edificios existentes o de pruebas en laboratorio. Es aquí donde se hace necesario distinguir entre la *vulnerabilidad observada*, que significa la vulnerabilidad que ha sido derivada de la observación de los daños posteriores a un terremoto y del análisis estadístico de los mismos para algún tipo definido de estructura, y la *vulnerabilidad calculada*, que significa la vulnerabilidad que ha sido derivada de un análisis matemático mediante un modelo estructural o mediante ensayos en el laboratorio de modelos reducidos y cuyos resultados han sido expresados en términos probabilísticos [21].

2.3.1.- Métodos para evaluar vulnerabilidad

La literatura que hace una revisión general de las metodologías existentes para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios es extensa [22-27]. Sin embargo es difícil, desde un punto de vista teórico, hacer una clasificación completa de dichos métodos. Las dificultades surgen cuando se observan las características intrínsecas de cada uno de ellos.

Así, por ejemplo, los métodos que se pueden clasificar dentro de la rama de la vulnerabilidad calculada utilizan la técnica de la *modelización analítica de estructuras* para simular el comportamiento de las mismas bajo fuerzas dinámicas. Sin embargo estos métodos no son del todo analíticos, ya que durante la fase

de calibración del modelo requieren de la utilización extensiva de ensayos de laboratorio, los cuales permiten comprobar la eficacia del método para predecir el daño observado en la estructura. Más aún, debido a que generalmente las pruebas de laboratorio se efectúan a nivel de elementos estructurales aislados tales como los nudos viga-columna, para facilitar la identificación de los parámetros sensibles del modelo, estos métodos requieren de una combinación ponderada del daño calculado para dichos elementos con el fin de obtener un *índice global de daño*. Este índice por sí solo no es suficiente para evaluar el comportamiento sísmico de un edificio. Para darle una validez práctica, su valor numérico debe ser "calibrado" con el daño real observado en las estructuras, después de ocurrido un terremoto.

Por otra parte, los métodos que se pueden clasificar dentro de la rama de la vulnerabilidad observada, están basados en la observación del daño ocurrido en estructuras durante terremotos o, a falta de éstos, de la opinión subjetiva de expertos. Ahora bien, durante la fase de desarrollo de estos métodos que se llamarán en adelante *métodos subjetivos* muchas veces se utilizan características totalmente objetivas desde el punto de vista estructural como, por ejemplo, la utilización del coeficiente sísmico como una medida de la capacidad de la estructura para resistir fuerzas horizontales o la utilización de un parámetro de respuesta tal como el desplazamiento del último piso para determinar el daño en la estructura.

Otra diferenciación de los métodos existentes se tiene, observando la aplicación práctica de cada uno de ellos. Así, por ejemplo, los métodos subjetivos son más apropiados para la evaluación de la vulnerabilidad de edificios a gran escala, desde una zona urbana hasta toda una región, debido a la relativa facilidad de éstos para analizar un gran número de estructuras a menor costo. Por otro lado, los métodos analíticos pueden ser apropiados para el análisis detallado de estructuras particulares o de aquellas que requieren un tratamiento especial. Asimismo, una combinación de los dos métodos anteriores puede resultar en un análisis muy interesante desde el punto de vista práctico: todas las estructuras se analizan por un método simplificado y relativamente rápido, aquellas que no pasan este primer test debido a su baja capacidad para resistir fuerzas horizontales, se recomiendan para un nuevo análisis por uno de los métodos más sofisticados y costosos.

Una vez descritas las múltiples posibilidades para clasificar los métodos para la evaluación de la vulnerabilidad queda claro la inconveniencia que puede resultar el escoger un tipo muy particular de clasificación. Por esta razón, en la presente monografía se clasifican los métodos dentro de dos grupos bastante amplios, métodos analíticos y métodos subjetivos, los cuales se describen en los capítulos 3 y 4, respectivamente.

2.4.- RIESGO

Para el caso particular del fenómeno sísmico las definiciones más completas para el riesgo que se pueden encontrar en la literatura [28] son las siguientes:

- a) Riesgo específico: es una función que expresa la probabilidad de que un elemento o grupo de elementos en riesgo sufra varios grados de daño durante un periodo de tiempo dado. El riesgo específico depende de la

vulnerabilidad del elemento en riesgo y de la peligrosidad sísmica del sitio donde este elemento se encuentre.

- b) Riesgo: es una función que expresa el grado esperado de pérdida de un elemento o grupo de elementos en riesgo, durante un periodo de tiempo dado. El riesgo depende del riesgo específico y del valor económico o social del elemento en riesgo.

Desde el punto de vista del cálculo del riesgo se define en la referencia [2] el *riesgo específico* S como la convolución entre las probabilidades de ocurrencia de todas las intensidades posibles para el movimiento del terreno, es decir de la peligrosidad sísmica H , con la vulnerabilidad V correspondiente a cada una de dichas intensidades y por lo tanto, el *riesgo* R se puede definir como la convolución entre la peligrosidad, la vulnerabilidad y los elementos en riesgo E . De esta forma las expresiones generales para el riesgo específico y para el riesgo son:

$$S = H \times V \quad (2.1)$$

$$R = S \times E \quad (2.2)$$

La particularización de las ecuaciones 2.1 y 2.2 depende de la forma como se expresan las escalas de vulnerabilidad y de peligrosidad sísmica en los diferentes métodos existentes por lo que dichas expresiones son las más generales que se pueden escribir.

Además de lo anterior, se puede afirmar que todas las definiciones dadas en el presente capítulo siguen siendo válidas para cualquier tipo de metodología y para cualquier clase de fenómeno natural.

REFERENCIAS

- [1] 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, 1986, Vol.1, págs. 98-109.
- [2] Vít Kárník, "Earthquake disaster mitigation", *Proceedings of the Eleventh Regional Seminar on Earthquake Engineering*, Granada, 1984.
- [3] H. Sandi, "Use of vulnerability characteristics in risk analysis", *Proceedings of the Eleventh Regional Seminar on Earthquake Engineering*, Granada, 1984.
- [4] H. Sandi, "Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol.7, Topic 2, págs. 11-69.

- [5] 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, 1983, págs. 79-93.
- [6] UNDRO, "Natural disasters and vulnerability analysis", *Report of Expert Group Meeting*, Geneva, 1979.
- [7] J. A. Canas, E. Banda, "Sismicidad y peligrosidad sísmica", *Apuntes Docentes*, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1989.
- [8] J. A. Canas, J. J. Egozcue, A. H. Barbat, J. Miquel, E. Banda, **Peligrosidad Sísmica en Catalunya**, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1988.
- [9] D. Muñoz, "Conceptos básicos en riesgo sísmico", **Física de la Tierra**, Universidad Complutense de Madrid, 1989, Núm. 1, págs. 199-215.
- [10] Walter W. Hays, "Evaluation of the earthquake ground-shaking hazard", *Seminar on Selected Earthquake Engineering Problems and Earthquake Risk Management*, Zurich, 1988, págs. 3-12.
- [11] Vít Kárník, I. L. Nersesov, "Principles and problems of assessment of seismic hazard", *Proceedings of the UNDRO/USSR/UNESCO/UNDP Training Seminar on Earthquake Prediction and Mitigation of Earthquake Losses*, Dushanbe, 1986, Vol.1, págs. 29-43.
- [12] J. J. Egozcue, A. H. Barbat, J. A. Canas, J. Miquel, "A method to estimate intensity occurrence probabilities in low seismic activity regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1991, Vol. 20, págs. 43-60.
- [13] A. J. Martin, "Problemas relacionados con la evaluación de la peligrosidad sísmica en España", **Física de la Tierra**, Universidad Complutense de Madrid, 1989, Núm. 1, págs. 267-286.
- [14] A. J. Martin, "Riesgo sísmico en la península Ibérica", *Tesis Doctoral*, Universidad Politécnica de Madrid, 1984.
- [15] N. C. Donovan, B. A. Bolt, R. V. Whitman, "Development of expectancy maps and risk analysis", *Journal of Structural Division ASCE*, 1978, Vol. 104, ST8, págs. 1179-1192.
- [16] G. Taleb-Agha, R. V. Whitman, "Seismic risk analysis of discrete system of sites", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1977, Vol. 5, págs. 293-304.
- [17] C. A. Cornell, H. A. Merz, "A seismic risk analysis of Boston", *Journal of Structural Division ASCE*, 1975, Vol. 101, págs. 2027-2043.

- [18] E. M. Fournier d'Albe, "The assessment of seismic risk", *Proceedings of the UNDR0/USSR/UNESCO/UNDP Training Seminar on Earthquake Prediction and the Mitigation of Earthquake Losses*, Dushanbe, 1986, Vol.1, págs. 44-60.
- [19] UNDR0, "Vulnerability and seismic hazard - working group B", *UNDP/UNESCO/UNDR0 Project for Earthquake Risk Reduction in the Balkan Region*, Skopje, 1982.
- [20] C. Caicedo, J. A. Canas, A. Barbat, A. Roca, X. Goula, F. Mañá, "Metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en zonas urbanas", *Seminario Taller sobre Desastres Naturales - Popayán Diez Años Después*, Universidad del Cauca, Popayán, Colombia, 1993, 11p.
- [21] H. Sandi, "A report on vulnerability analysis carried out in the Balkan region", *Proceedings of the Eleventh Regional Seminar on Earthquake Engineering*, Granada, 1984.
- [22] S. A. Freeman, "Overview of published documents for the evaluation of existing buildings", *Proceedings of the Seventh ASCE Structures and Pacific Rim Engineering Congress*, San Francisco, 1988, págs. 537-545.
- [23] S. Otani, "The state of the art in evaluating seismic vulnerability of existing reinforced concrete buildings in Japan", *Proceedings of the Seventh ASCE Structures and Pacific Rim Engineering Congress*, San Francisco, 1988.
- [24] J. T. P. Yao, "Safety and reliability of existing structures", *Proceedings of the Third International Conference on Structural Safety and Reliability ICOSSAR-81*, 1981.
- [25] J. T. P. Yao, "Damage identification of existing structures", **Computational Methods and Experimental Measurements**, Springer-Verlag, Berlin, 1982.
- [26] A. C. Boissonnade, H. C. Shah, "A review of probabilistic and heuristic methods used for safety and damage estimation of structures under seismic loads", *Proceedings of the Fourth International Conference on structural Safety and Reliability ICOSSAR-85*, Kobe, 1985, Vol. 2.
- [27] A. Corsanego, "A review of methodologies for seismic vulnerability assessment", *Proceedings of the International Conference on Reconstruction, Restoration and Urban Planning of Towns and Regions in Seismic Prone Areas*, Skopje, 1985.
- [28] UNDR0, "Seismic risk assessment and development of model code for seismic design - working group C", *UNDP/UNESCO/UNDR0 Project for Earthquake Risk Reduction in the Balkan Region*, Sofia, 1982.

CAPÍTULO 3

MÉTODOS ANALÍTICOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD

3.1.- DESCRIPCIÓN GENERAL

La evaluación de la vulnerabilidad de edificios existentes por medio de métodos analíticos se basa en los mismos principios utilizados para el diseño de construcciones. Esto quiere decir que los edificios poco dúctiles, como los construidos en mampostería o en muros de fábrica, así como los edificios de hormigón construidos sin el reforzamiento adecuado, de aquellos elementos que llegan a presentar grandes deformaciones durante los terremotos, pueden ser evaluados bajo cargas estáticas y en el rango elástico debido a que dichas estructuras no tienen la capacidad de experimentar grandes deformaciones plásticas sin antes fallar [1]. Por el contrario cuando un pórtico de hormigón armado se somete a movimientos sísmicos fuertes, algunas de sus vigas y columnas pueden llegar a tener deformaciones muy importantes en el rango plástico y, por lo tanto, un análisis dinámico inelástico llega a ser un requisito indispensable para una evaluación confiable de su vulnerabilidad.

La literatura disponible para la evaluación de estructuras existentes por métodos analíticos se concentra, primordialmente, en la modelización de edificios de hormigón armado y se diferencian entre sí por:

- a) El modelo mecánico utilizado para representar el comportamiento histerético del hormigón armado.
- b) El indicador de daño utilizado para cuantificar la degradación de los elementos estructurales o de la estructura misma.

Cada uno de los puntos descritos anteriormente se explican con detalle en los dos siguientes apartados.

3.2.- MODELOS HISTERÉTICOS DEL HORMIGÓN ARMADO

Cuando una estructura de hormigón armado se somete a un movimiento sísmico fuerte, algunas de sus vigas y columnas experimentan deformaciones inelásticas importantes. El modelo mecánico utilizado para analizar dicha estructura debe ser capaz de reproducir las deformaciones cíclicas inelásticas experimentadas por sus elementos debido a las cargas dinámicas aplicadas. La selección de este modelo depende básicamente de dos principios fundamentales: la

precisión que se espera de los resultados y el costo total del análisis.

El comportamiento de elementos de hormigón armado, frente a cargas cíclicas, está controlado por un gran número de variables que hacen muy difícil la tarea de su modelización. Este comportamiento depende, entre otros, de los siguientes parámetros [2]:

- El punto de plastificación inicial y la cantidad de armadura longitudinal sometida a tensión y a compresión.
- La cantidad de armadura de confinamiento, especialmente en la región donde se forma la rótula plástica.
- La cantidad y tipo de armadura a cortante.
- La magnitud del esfuerzo cortante.
- La máxima deformación inelástica experimentada por el elemento en cualquier dirección de carga.
- El tipo de anclaje de las barras de armadura longitudinal en el interior del nudo y de las características de la superficie de contacto acero-hormigón.
- La forma de la sección transversal.

Es conveniente explicar detalladamente el comportamiento histerético del hormigón armado, antes de describir los modelos utilizados para su representación. Cuando un nudo viga-columna se somete a un momento flector aplicado dinámicamente, el elemento experimenta un comportamiento elasto-plástico descrito de forma simplificada por la figura 3.1, donde se muestra la relación entre el momento M y la curvatura ϕ del elemento durante cada una de las siguientes fases:

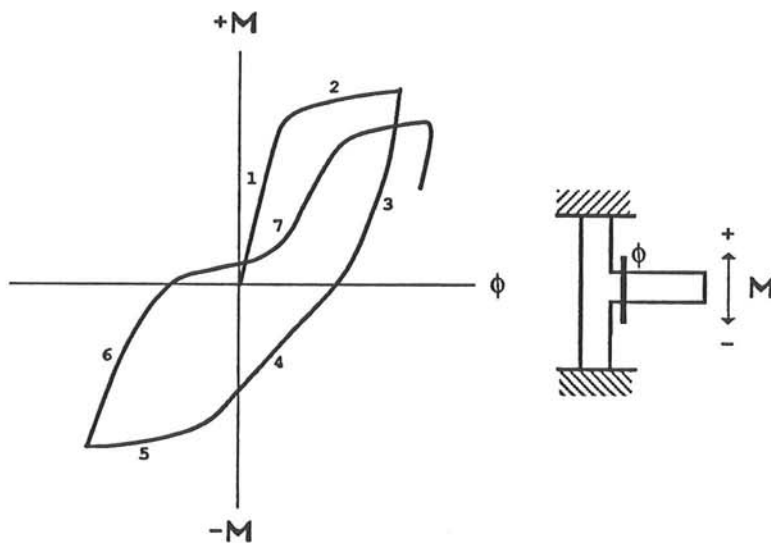


Fig. 3.1.- Comportamiento histerético del hormigón armado.

- 1.- Proceso de carga, el comportamiento es elástico hasta el punto de plastificación.

- 2.- Comportamiento inelástico.
- 3.- Proceso de descarga, luego del cual queda una deformación permanente como consecuencia del daño producido durante la fase anterior.
- 4.- Proceso de carga en el otro sentido, el comportamiento es elástico hasta el punto de plastificación.
- 5.- Comportamiento inelástico.
- 6.- Proceso de descarga.
- 7.- Proceso de carga en una dirección en la cual se ha excedido previamente el punto de plastificación. Este consiste de dos ramas: la primera representa la fase durante la cual se cierran las grietas y en la segunda se observa un incremento considerable de la rigidez, al entrar de nuevo el material en el rango elástico. Esta desviación de la rama de carga elástica se observa en la práctica, únicamente en los elementos sometidos a grandes esfuerzos cortantes.

Si la sección transversal del elemento no es simétrica, ya sea por su geometría o por diferencias en la cantidad de armadura longitudinal a tensión o a compresión, el ciclo histerético deja de ser aproximadamente simétrico y su modelización incluye dificultades adicionales [3]. El ciclo histerético se sigue repitiendo básicamente con las mismas características descritas anteriormente y el elemento se va deteriorando progresivamente hasta cuando pierde toda su capacidad de disipación de energía y falla. Esta pérdida de energía se evidencia por la disminución del área que encierra el ciclo histerético y se observa en la práctica a través de los siguientes fenómenos, que se describen en la figura 3.2 para mayor claridad:

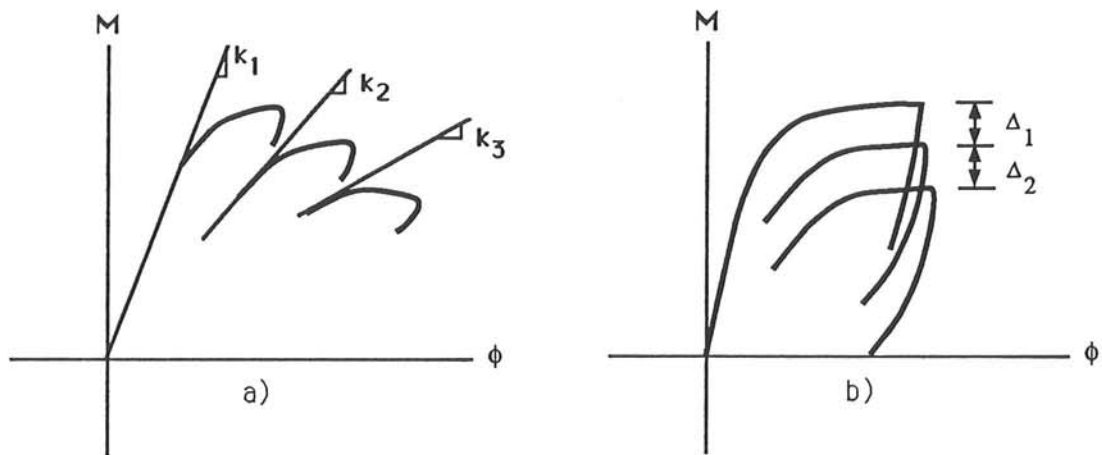


Fig. 3.2.- Definiciones de a) degradación de la rigidez, b) degradación de la capacidad de carga.

- a) Degradación de la rigidez: se observa por la disminución progresiva en cada ciclo de la pendiente de la rama elástica en los dos sentidos de carga.

- b) Degradación de la capacidad de carga: si un elemento de hormigón armado se deforma por encima de cierto nivel crítico, su capacidad de carga se deteriora. El elemento no es capaz de soportar más la misma carga, bajo un mismo nivel de deformación y dicha capacidad de carga se sigue disminuyendo progresivamente durante los siguientes ciclos.
- c) Desviación de la rama elástica: la rama elástica en una dirección de carga en la cual se ha excedido previamente el punto de plastificación, está compuesta por una desviación (pinching) asociada con la magnitud del esfuerzo cortante de la sección bajo consideración. Para pequeños valores de dicho esfuerzo no se evidencia ninguna desviación y la rama de carga elástica en cualquiera de los dos sentidos se comporta como una línea recta. Por el contrario si el esfuerzo cortante es grande, la rigidez durante el cierre de las grietas es menor que la del rango elástico (ver fase 7 en la figura 3.1) e incluso puede llegar a ser nula en algunos casos particulares.

La precisión y complejidad de los modelos para representar el comportamiento histerético del hormigón armado se ve reflejada en la mayor o menor capacidad de simular los fenómenos descritos anteriormente. En la figura 3.3 se puede observar el comportamiento de algunos modelos histeréticos existentes para el hormigón armado los cuales se explican de forma resumida a continuación.

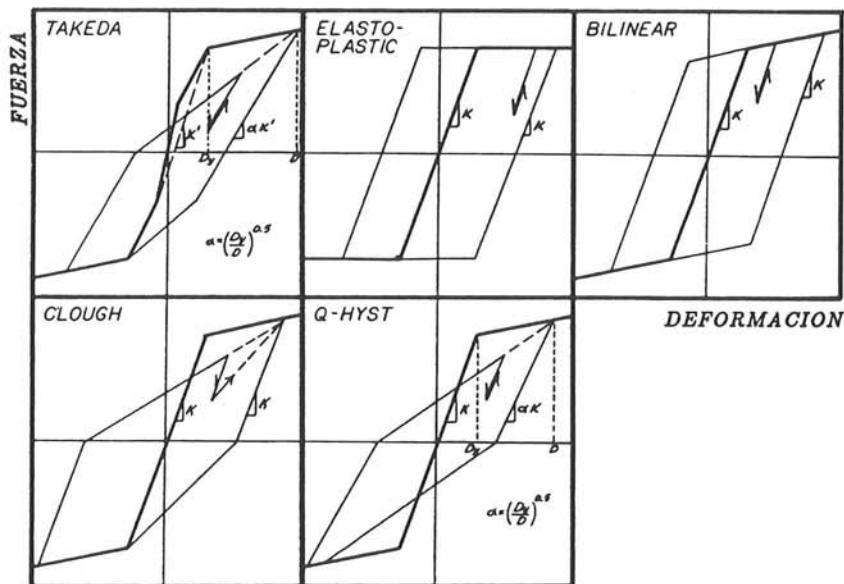


Fig. 3.3.- Ejemplos de algunos modelos histeréticos existentes para el hormigón armado [4].

Modelo de Takeda.- Este modelo opera bajo un comportamiento trilineal que representa los estados elástico, agrietado y plástico. Las deformaciones no lineales comienzan una vez la sección se ha agrietado. La pendiente de la rama de descarga

es $K_t = K'(D_y/D)^{0.5}$, en donde K' es la pendiente de la recta que une el punto de plastificación en una dirección, con el punto de agrietamiento en la dirección contraria. D es la máxima deformación experimentada en la dirección de carga y D_y es la deformación en el punto de plastificación. Para tener en cuenta la degradación de la rigidez, la pendiente de la recta después de la inversión del sentido de carga es menor que K_t . Dicha recta conecta el punto donde se produce la inversión de carga con el punto de máxima deformación en la nueva dirección. El modelo de Takeda es relativamente complejo y se define completamente por 16 leyes; además no es capaz de simular la degradación de la capacidad de carga, ni la desviación de la rama elástica [5].

Modelo elasto-plástico.- Este modelo opera bajo un comportamiento bilineal, para el cual se asume que no existe endurecimiento. Además, la rama de descarga tiene la misma pendiente que la rama elástica. El modelo elasto-plástico no tiene en cuenta ninguno de los fenómenos de degradación y su comportamiento es tan simple que puede ser definido por 3 leyes.

Modelo bilineal.- El modelo bilineal es similar al elasto-plástico, excepto por el hecho de tener en cuenta el efecto de endurecimiento del material. Por esta razón, el modelo bilineal es más realista que el modelo elasto-plástico, sin embargo tampoco tiene en cuenta los fenómenos de degradación y se describe completamente por 3 leyes.

Modelo de Clough.- Este modelo se introdujo para incluir el efecto de la degradación de la rigidez durante las inversiones de carga [6] y opera bajo un comportamiento bilineal. Cuando se supera el punto de plastificación, la rama de descarga presenta la misma pendiente que la rama elástica y cuando se invierte la dirección de carga, la rigidez se disminuye considerando una recta que une el punto de inversión de carga con el punto de plastificación o, si la sección ya se ha plastificado anteriormente, con el punto de máxima deformación en dicha dirección. El modelo es relativamente simple y se define por 4 leyes, pero no tiene en cuenta la degradación de la capacidad de carga, ni la desviación de la rama elástica.

Modelo Q-Hyst.- Este modelo opera bajo un comportamiento bilineal e incorpora el fenómeno de "endurecimiento" de la rama inelástica. La rigidez durante la rama de descarga se simula de forma similar al modelo de Takeda, con la diferencia de que en el modelo Q-Hyst el valor D representa la máxima deformación experimentada en cualquiera de los dos sentidos de carga. La degradación de la rigidez se tiene en cuenta mediante una línea que une el punto de inversión de carga con el punto de máxima deformación en cualquiera de los dos sentidos. Este modelo es relativamente simple y se define completamente por 4 leyes, sin embargo no tiene en cuenta la degradación de la capacidad de carga, ni la desviación de la rama elástica.

En la referencia [4] se comparan los 5 anteriores modelos. El modelo de Takeda se ve como el más realista, los modelos elasto-plástico y bilineal muestran una pobre correlación con la respuesta obtenida por el modelo de Takeda, mientras que el modelo de Clough sí muestra alguna relación con este último. El modelo

Q-Hyst muestra un comportamiento muy similar al modelo de Takeda, pese a ser mucho más simple que éste.

Modelo de Takeda modificado.- Son varios los autores que han propuesto modificaciones al modelo de Takeda, con el propósito de incluir los fenómenos de disipación de energía que le hacen falta al modelo original como, por ejemplo, el modelo modificado que se describe en la referencia [3]. Recientemente se ha propuesto un modelo modificado de Takeda, el cual ha tenido muy buena correlación con los ensayos realizados en el laboratorio [7]. Una de las modificaciones más notables de dicho modelo, es la de asumir un comportamiento bilineal en lugar del comportamiento trilineal del modelo de Takeda original. Además es capaz de simular los fenómenos de degradación de la capacidad de carga y de desviación de la rama elástica, mediante el uso de relaciones empíricas obtenidas a partir de ensayos de laboratorio. Otra innovación muy interesante de dicho modelo, es la de incluir una cierta longitud en la formación de las rótulas plásticas, lo cual se tiene en cuenta en el momento de formar la matriz de rigidez de cada elemento estructural.

Modelo de los tres parámetros.- Este modelo se basa en un comportamiento trilineal no simétrico y utiliza los tres parámetros α , β y γ para controlar la degradación de la rigidez, degradación de la capacidad de carga y desviación de la rama elástica, respectivamente [8]. El modelo es muy versátil ya que la variación de estos tres parámetros permite la simulación de diferentes modelos ya existentes. Así, por ejemplo, para $\alpha = 2$, $\beta = 0.1$ y $\gamma = \infty$ se implementa el modelo de Takeda modificado o, si $\alpha = \gamma = \infty$ y $\beta = 0$ se implementa el modelo de Clough, siendo posibles otra variedad de simulaciones. La determinación de los anteriores parámetros puede llevarse a cabo mediante relaciones empíricas propuestas en la referencia [9] o por medio de ensayos de laboratorio.

Modelo de daño acumulado.- Otro modelo histerético para el hormigón armado basado en un nuevo concepto, el daño acumulado, ha sido recientemente propuesto en la referencia [10]. Este modelo es interesante por cuanto tiene la capacidad de simular el fenómeno de la degradación de la rigidez, dependiendo únicamente del número de ciclos transcurridos y no de la máxima amplitud de la deformación, como la mayoría de los modelos descritos anteriormente. El modelo opera bajo un comportamiento bilineal y requiere del conocimiento previo de algunos parámetros necesarios para su calibración, lo cual dificulta en gran medida su aplicación práctica. Además no es capaz de representar el fenómeno de desviación de la rama elástica, que se observa en los elementos sometidos a grandes esfuerzos cortantes.

3.3.- INDICADORES DE DAÑO

Los *indicadores de daño* son las funciones que permiten relacionar la respuesta calculada para una estructura, con el daño en la misma y pueden ser definidos a nivel de la estructura o de los elementos individuales. Los indicadores de daño definidos a nivel de la estructura hacen uso de la respuesta global de la misma como, por ejemplo, los desplazamientos de los pisos, el cortante en la base, el trabajo realizado por las cargas aplicadas, etc. El cálculo de estos indicadores es

generalmente simple, sin embargo no proporcionan la información suficiente para aquellas estructuras en las que el daño tiende a ser localizado. Los indicadores de daño definidos a nivel de los elementos estructurales hacen uso de la respuesta calculada para dichos elementos como, por ejemplo, las rotaciones de la rótula plástica, la degradación de la capacidad de carga, etc. Estos indicadores proveen información más detallada sobre el daño de la estructura, sin embargo tienden a ser más difíciles de calcular [11].

3.3.1.- Indicadores de daño a nivel de elementos estructurales

El indicador de daño más ampliamente utilizado es la *ductilidad de rotación* μ_θ , la cual es el factor entre la máxima rotación en el extremo del elemento θ_{max} y la rotación para el punto de plastificación θ_y , como se muestra en la figura 3.4.a

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{max}}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_o}{\theta_y} \quad (3.1)$$

Otro indicador de daño comunmente utilizado es la *ductilidad de curvatura* μ_ϕ , la cual se define de forma similar a la ecuación 3.1, con la diferencia de que la variable rotación θ se reemplaza por la variable curvatura ϕ , como se muestra en la figura 3.4.b

$$\mu_\phi = \frac{\phi_{max}}{\phi_y} = 1 + \frac{\phi_o}{\phi_y} = 1 + \frac{M_{max} - M_y}{qM_y} \quad (3.2)$$

donde q es el factor entre las rigideces de la rama plástica con la elástica y M_{max} es el momento máximo a lo largo del elemento.

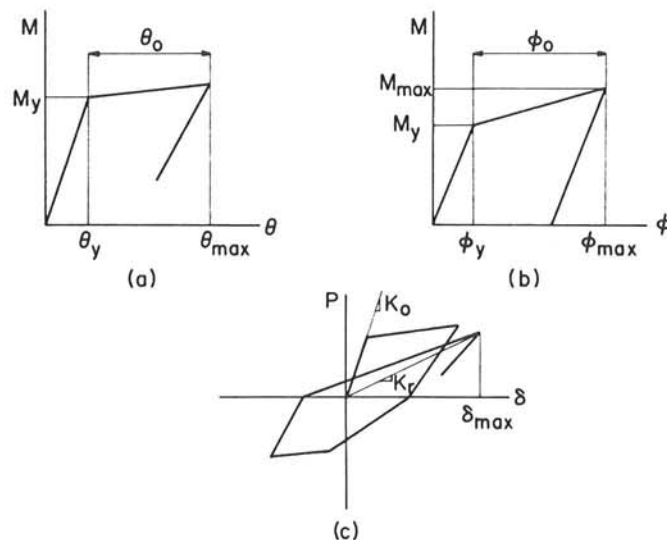


Fig. 3.4.- Definiciones de a) ductilidad de rotación, b) ductilidad de curvatura, c) factor de daño [13].

De las anteriores definiciones se puede deducir que la ductilidad solo refleja el estado de la sección más deteriorada y no del daño general del elemento, razón por la cual los parámetros basados en la ductilidad no son, por sí solos, buenos indicadores del daño. Es por ésto que los indicadores de daño también deben ser capaces de estimar la fatiga producida por las cargas cíclicas, el cual es otro factor importante en el daño de los elementos de hormigón armado. Los indicadores de daño que se describen a continuación han sido introducidos con este propósito.

En la referencia [12] se propone el *factor de daño DR* (damage ratio) que se define como la relación entre la rigidez de la rama elástica K_o y la rigidez secante reducida K_r (reduced secant stiffness) para el máximo desplazamiento, como se muestra en la figura 3.4.c

$$DR = \frac{K_o}{K_r} \quad (3.3)$$

Una versión modificada del factor anterior es el *factor de daño a flexión FDR* (flexural damage ratio) propuesto en la referencia [3], que se define como el factor entre la rigidez a flexión del elemento K_f y la rigidez de la secante reducida K_r para el máximo desplazamiento. La rigidez K_f tiene expresiones conocidas dentro del análisis de estructuras, por ejemplo, una viga sometida a flexión antisimétrica en sus extremos tiene $K_f = 24 EI/L^3$

$$FDR = \frac{K_f}{K_r} \quad (3.4)$$

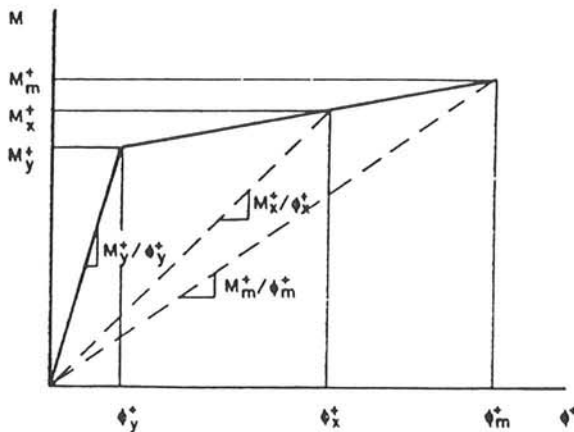


Fig. 3.5.- Definición del factor de daño a flexión modificado [7].

Por otro lado en la referencia [7] se define el *factor de daño a flexión modificado MFDR* (modified flexural damage ratio) el cual se esquematiza en la figura 3.5 y se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$MFDR = \max \{ MFDR^+ ; MFDR^- \} \quad (3.5)$$

$$MFDR^+ = \frac{\frac{\phi_x^+}{M_x^+} - \frac{\phi_y^+}{M_y^+}}{\frac{\phi_m^+}{M_m^+} - \frac{\phi_y^+}{M_y^+}} ; MFDR^- = \frac{\frac{\phi_x^-}{M_x^-} - \frac{\phi_y^-}{M_y^-}}{\frac{\phi_m^-}{M_m^-} - \frac{\phi_y^-}{M_y^-}} \quad (3.5.a)$$

donde M_m/ϕ_m es la rigidez de la secante en el punto de falla, M_y/ϕ_y la rigidez de la rama elástica, M_x/ϕ_x la rigidez de la secante mínima alcanzada hasta el momento y los superíndices positivo o negativo indican la dirección de carga. Un valor de $MFDR = 0$ indica que el punto de plastificación no ha sido excedido y por lo tanto no hay daño en el elemento, por el contrario si la curvatura de falla ϕ_m ha sido alcanzada, el valor de $MFDR = 1$.

El factor de daño es mejor predictor de daño que la ductilidad, debido a que la rigidez de la secante reducida utilizada en el primero de éstos refleja, de alguna forma, la degradación de la capacidad de carga en el elemento. Con respecto al factor de daño DR y al factor de daño a flexión FDR , este último desprecia la deformación elástica por cortante, cuya determinación se ve afectada en la práctica por muchas incertidumbres [13]. Todos los indicadores de daño descritos hasta el momento, no son capaces de reflejar el efecto de la acumulación de daño que se produce en el elemento, por esta razón se han introducido otros indicadores de daño como los que se describen a continuación.

La *rotación acumulada normalizada NCR* (normalized cumulative rotation) se define como el factor entre la sumatoria de todas las rotaciones plásticas θ_o , sin incluir las ramas de descarga, y la rotación para el punto de plastificación θ_y

$$NCR = \frac{\sum |\theta_o|}{\theta_y} \quad (3.6)$$

La *energía disipada normalizada* para un instante de tiempo $E_n(t)$ (normalized dissipated energy) se define como el factor entre la energía disipada por la rotación inelástica en un extremo del elemento y la mitad de la máxima energía elástica almacenada en el elemento, en un estado de flexión antisimétrico

$$E_n(t) = \frac{\int_0^t M(\tau) \theta(d\tau)}{1/2 M_y \theta_y} \quad (3.7)$$

donde t es el tiempo transcurrido desde que comienza la carga y $\theta(d\tau)$ es el incremento de la rotación inelástica ocurrida durante el intervalo de tiempo τ y $\tau + d\tau$.

Recientemente se han propuesto varios modelos de daño un poco más complejos que los descritos hasta el momento. Estos se basan en el concepto de la disipación de energía y utilizan un indicador de daño que se denomina *índice de daño*. Este índice se define, usualmente, como el valor del daño normalizado con respecto a un nivel arbitrario de fallo, con el propósito de que un índice de daño igual a la unidad corresponda al estado de fallo del elemento. A continuación se resumen tres de los modelos más difundidos que utilizan dicho índice de daño.

Park et al. [14] expresan el daño estructural como una combinación lineal del daño causado por la deformación excesiva y el daño causado por la fatiga del elemento debido a la carga cíclica. El índice de daño D propuesto por Park tiene la siguiente forma:

$$D = \frac{\delta M}{\delta u} + \frac{\beta}{Q_y \delta u} \int dE \quad (3.8)$$

donde δM es la máxima deformación experimentada hasta el momento, δu es la deformación última bajo carga monotónica y Q_y es la capacidad de carga para el punto de plastificación. Si la capacidad de carga última Q_u es menor que Q_y , entonces Q_y se reemplaza por Q_u . Por otra parte dE es el incremento de la energía histerética disipada y el parámetro β la degradación de la capacidad de carga asociada con el modelo histerético de los tres parámetros descrito en el apartado 3.2.7. El modelo de Park ha sido implementado en dos programas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios existentes en las referencias [9,15].

Chung et al. [16-18] proponen un modelo de daño que tiene en consideración la relación no lineal entre el máximo desplazamiento y la energía disipada, y entre el porcentaje de degradación de la capacidad de carga y el número de ciclos de carga hasta la falla del elemento. El índice de daño propuesto contiene unos modificadores, los cuales reflejan el efecto de utilizar distintas historias de carga. Por ejemplo, si la carga se aplica repentinamente, el daño en el elemento resulta diferente que si se aplica después de transcurrido un cierto tiempo. También estos modificadores tienen en cuenta, el hecho de que los elementos de hormigón armado responden de forma distinta a los momentos positivos, que a los negativos. El índice de daño D_e propuesto por Chung tiene la forma:

$$D_e = \sum_i \left(\alpha_i^+ \frac{n_i^+}{N_i^+} + \alpha_i^- \frac{n_i^-}{N_i^-} \right) \quad (3.9)$$

donde N_i es el número de ciclos hasta el nivel de curvatura i que causa la falla del elemento, n_i es el número de ciclos aplicados hasta el nivel de curvatura actual i y el parámetro α_i es el modificador de daño. Los signos positivo y negativo indican la dirección de la carga. Una explicación detallada de la forma de obtener los modificadores de daño α_i y la aplicación de este modelo en programas de ordenador aparecen publicadas en las referencias [19,20] respectivamente.

Reinhorn et al. [21] proponen un modelo de daño que utiliza el concepto del consumo de daño y del potencial de daño. El potencial de daño D_p se define como la capacidad total del elemento para resistir daño, mientras que el consumo de daño D_c es la porción de la capacidad disponible que se pierde o se disipa durante el transcurso de la historia de carga. El índice de daño DI propuesto por Reinhorn tiene la forma:

$$DI = \frac{D_c}{D_p} \quad (3.10)$$

$$D_c = D_s + D_d \quad (3.10.a)$$

donde el consumo de daño D_c es igual a la suma del daño debido a la degradación de la capacidad de carga y a la energía histerética disipada D_s , más el daño correspondiente a las deformaciones permanentes del elemento D_d . Las expresiones necesarias para calcular los parámetros descritos anteriormente y la aplicación de las mismas al modelo histerético bilineal, aparecen descritas en la referencia [22].

Como se puede observar de todos los indicadores de daño descritos de forma resumida en el presente apartado, incluyendo el índice de daño, éstos se aplican a los nudos de cada elemento, donde se forman las rótulas plásticas de los mismos. Los índices de daño obtenidos para cada una de estas rótulas pueden ser combinados, para obtener un *índice global de daño* en toda la estructura, tal como se explica en el siguiente apartado.

3.3.2.- Indicadores de daño a nivel de la estructura

Como ya se ha dicho antes, los indicadores de daño a nivel de la estructura no proporcionan la información suficiente para los casos en los cuales el daño de la estructura tiende a ser localizado. Sin embargo, para propósitos generales, como pueden ser la evaluación del riesgo sísmico o la toma de decisiones, se hace necesario disponer de un único valor que refleje la calidad o la vulnerabilidad global de la estructura. Un procedimiento muy utilizado en los casos para los que se ha hecho un análisis detallado del daño en los elementos estructurales, es el de combinar, de alguna forma, los índices de daño obtenidos para dichos elementos y calcular un índice global de daño para toda la estructura. A continuación se explican algunas de las formas más utilizadas para combinar estos índices de daño.

Park et al. [23] proponen combinar los índices de daño D_i obtenidos para cada una de las rótulas plásticas, mediante una suma ponderada con los factores de contribución λ_i que dependen de la energía absorbida por cada rótula

$$D_T = \sum_i \lambda_i D_i \quad (3.11)$$

$$\lambda_i = \frac{E_i}{\sum E_i} \quad (3.11.a)$$

donde D_T es el índice global de daño y E_i es la energía total absorbida por la rótula plástica i .

Chung et al. [19], por el contrario, proponen combinar primero los índices de daño para todos los elementos estructurales de un mismo piso y luego combinar estos índices de cada piso para obtener un índice global de la estructura. De esta forma, el índice de daño DS_k para el piso k es:

$$DS_k = \frac{\sum_{i=1}^{n_k} D_i^k E_i^k}{\sum_{i=1}^{n_k} E_i^k} \quad (3.12)$$

donde D_i^k es el índice de daño para la rótula plástica i del piso k , n_k es el número total de rótulas en el piso k y E_i^k es la energía disipada por la rótula i del piso k . Si se observa detalladamente la ecuación 3.12 se puede deducir que es la misma ecuación 3.11, pero aplicada a un único piso. Asimismo, el índice de daño global D_g para la estructura se define como:

$$D_g = \sum_{k=1}^N DS_k I_k \quad (3.13)$$

$$I_k = \frac{N + 1 - k}{N} \quad (3.13.a)$$

donde N es el número de pisos de la estructura e I_k es un factor de ponderación para el piso k , que como se puede ver da mayor importancia a los pisos más bajos del edificio.

Reinhorn et al. [22] utilizan un índice de daño por cada elemento estructural y no por cada rótula plástica, como lo hacen los dos métodos vistos anteriormente. De esta forma, el índice de daño para el elemento viene a ser el máximo de los índices obtenidos para cada uno de los nudos i , j donde se forman las rótulas

$$(DI)_{elemento} = \max \{DI_i ; DI_j\} \quad (3.14)$$

Posteriormente, el índice de daño del piso se calcula utilizando un procedimiento de ponderación en el cual los índices de daño para cada elemento actúan ellos mismos como factores de peso, de la siguiente forma:

$$(DI)_{piso} = \frac{\sum_{i=1}^N w_i DI_i^{(m+1)}}{\sum_{i=1}^N w_i DI_i^{(m+1)}} \quad (3.15)$$

donde N es el número de elementos estructurales en el piso, w_i es el factor de importancia del elemento i y m es el factor de auto-ponderación que generalmente se asume como la unidad. Los factores de importancia deben cumplir con la condición $\sum w_i = 1$, para que el índice de daño del piso esté siempre normalizado. Estos factores de importancia se pueden asignar por ejemplo, dando mayor importancia a las columnas que a las vigas, a los pisos más bajos que a los más elevados, etc.

Otros procedimientos, más sencillos, para obtener un indicador global de daño sin necesidad de evaluar el daño de cada uno de los elementos que componen la estructura, pueden estimarse bajo los mismos principios de ductilidad, capacidad de disipación de energía, etc; pero definidos esta vez a nivel de la estructura en general [11]. Por ejemplo, en la referencia [2] se propone un *factor de daño global GDR* (global damage ratio) que refleja la capacidad de la estructura para resistir futuros eventos sísmicos y se define como:

$$GDR = \frac{U_{max}}{U_y} \quad (3.16)$$

donde U_{max} es el desplazamiento máximo del último piso ocurrido en el pasado y U_y es el desplazamiento del último piso para el cual el primer elemento de la estructura alcanza el punto de plastificación bajo el modo fundamental de vibración del edificio. El valor de U_y puede ser calculado mediante un análisis estático y con un patrón de carga que deforme a la estructura bajo el modo fundamental de vibración. Una correlación empírica para obtener U_{max} , así como también una explicación detallada de la forma de implementar un método basado en este indicador de daño, aparece en la referencia citada anteriormente. Si se observa con detenimiento la ecuación 3.16, se puede deducir que se trata de un factor de ductilidad definido a nivel estructural.

Por otro lado, en la referencia [7], se propone un *parámetro de daño global GDP* (global damage parameter) que se basa en el concepto del consumo y la capacidad de carga. Este parámetro se cree que es un buen indicador del daño para edificios de baja a mediana altura y se define como:

$$GDP = \frac{d_R - d_y}{d_F - d_y} \quad (3.17)$$

donde d_R es el desplazamiento máximo del último piso, d_y el desplazamiento del último piso para el cual el primer elemento de la estructura alcanza el punto de plastificación bajo el modo fundamental de vibración del edificio y d_F es el desplazamiento del último piso para el cual se asume que la estructura falla. Una relación empírica para el cálculo de d_F , así como también una explicación detallada de este indicador de daño, aparece en la referencia citada anteriormente.

3.4.- INTERPRETACIÓN PROBABILÍSTICA DEL DAÑO

Uno de los inconvenientes que surgen en la utilización práctica de los métodos analíticos, para la estimación de la vulnerabilidad sísmica de edificios, ocurre a la hora de calibrar el indicador de daño proporcionado por dichos métodos, con el daño real observado en las estructuras. Existen en la literatura varios procedimientos de calibración para algunos de los índices de daño descritos anteriormente.

Por ejemplo, en la referencia [23] se ha calibrado el índice global de daño, propuesto por Park et al, mediante el daño observado en nueve edificios afectados por el terremoto de San Fernando en el año 1971. La conclusión a la que se llega en el mencionado estudio es que para un índice global de daño $D_T \leq 0.4$, la estructura sufre daños que se pueden catalogar como reparables y que para $D_T \geq 1.0$, la estructura entra en colapso.

Otro estudio similar al anterior aparece publicado en la referencia [22] en la que se ha calibrado el indicador de daño propuesto por Reinhorn et al. La conclusión

a la que se llega es que para un índice global de daño $DI \leq 0.66$, la estructura es reparable y que para $DI \geq 1.0$, la estructura falla.

Sin embargo hay que destacar, que un estudio determinístico de este tipo no puede ser nunca una herramienta apropiada para el análisis de la vulnerabilidad, por cuanto existen múltiples incertidumbres que hacen de éste un problema típicamente probabilístico. Entre otras incertidumbres se pueden nombrar, la naturaleza fuertemente aleatoria del movimiento esperado del terreno para un sitio determinado, las incertidumbres propias del modelo utilizado para simular el comportamiento dinámico de la estructura, los posibles errores humanos o de construcción que no se pueden cuantificar mediante un modelo matemático, las hipótesis sobre la calidad de los materiales asumidas durante el análisis, etc.

Existen en la literatura algunos métodos aplicados para la interpretación probabilística de varios indicadores de daño. Por ejemplo, en las referencias [3,13] se presenta un método estocástico para determinar la probabilidad de fallo de una estructura, expresada con base en dos indicadores de daño, el factor de daño a flexión FDR y la energía disipada normalizada $E_n(t)$, descritos anteriormente en el apartado 3.3.1. Sin embargo, es posible describir de forma muy general, un procedimiento para la interpretación probabilística del daño calculado por los métodos analíticos que, básicamente, consiste de tres fases:

- 1.- En la primera fase se genera un grupo de acelerogramas sintéticos con las mismas características como, por ejemplo, la magnitud, distancia epicentral, duración, intensidad, o contenido de frecuencia.
- 2.- En la segunda fase se escoje una estructura tipo, a la cual se le efectúa un análisis dinámico inelástico para determinar el daño resultante con cada uno de los acelerogramas de la fase uno.
- 3.- En la tercera fase se efectúa un análisis estadístico del daño de la estructura para el acelerograma tipo. El procedimiento se repite para diferentes acelerogramas y estructuras tipo, con lo cual se llega a disponer de ciertas funciones de vulnerabilidad que relacionan la probabilidad del daño de una estructura determinada, frente a un sismo de unas características definidas.

En la referencia [24] se ha utilizado un procedimiento similar al anterior, para obtener *funciones de vulnerabilidad* que, en este caso, expresan la relación entre el daño de la estructura, la magnitud y la distancia epicentral del sismo, para tres tipos distintos de edificios de hormigón armado. Otro caso similar ocurre en la referencia [25] en donde los resultados obtenidos se han expresado mediante *matrices de probabilidad de daño*, las cuales muestran la probabilidad de alcanzar distintos niveles de daño en una estructura sometida a un terremoto de una cierta intensidad. Una explicación detallada de las funciones de vulnerabilidad, las matrices de probabilidad de daño y la forma de utilizar éstas para el cálculo del riesgo específico se describen en el capítulo 4.

3.5.- PROBLEMAS ASOCIADOS CON LOS MÉTODOS ANALÍTICOS

Los problemas asociados con los métodos analíticos, básicamente, provienen de las dificultades intrínsecas de la modelización matemática de las estructuras reales. Como ya se dijo en el apartado anterior, es importante recalcar que existen múltiples incertidumbres en la evaluación del daño, sin embargo, se pueden señalar dos de las más importantes: las hipótesis del modelo para el análisis estructural y la selección de los movimientos sísmicos del terreno [11].

Respecto a la primera, se puede afirmar que las propiedades actuales de los materiales y de los elementos estructurales pueden llegar a ser muy diferentes de las asumidas para el análisis y en la mayoría de los casos desconocidas. Es difícil desde un punto de vista matemático tener en cuenta el daño sufrido por la estructura antes del análisis y poder hacer una evaluación precisa de las condiciones iniciales, que permitan una evaluación confiable de la respuesta obtenida después del análisis. Además, como se ha visto en el apartado 3.3, es difícil mediante un único parámetro relacionar la respuesta calculada con el daño.

Respecto a la segunda, es difícil identificar aquellas características del movimiento del terreno que describen la capacidad destructiva de un terremoto y por esta razón, el movimiento del terreno es una de las fuentes más grandes de incertidumbre. Todas estas fuentes de incertidumbres deben ser incluidas durante la fase de interpretación probabilística de los métodos analíticos, con el objeto de deducir propiedades de daño que puedan ser aplicadas en casos reales y que dichas propiedades resulten en una evaluación confiable de la vulnerabilidad sísmica de los edificios.

Además, otro inconveniente que surge para la aplicación práctica de los métodos analíticos en los estudios de riesgo se debe al hecho de que el daño usualmente se requiere en términos económicos como, por ejemplo, el *índice de daño económico* el cual es la relación entre el costo de reparación y el costo total de la construcción. Sin embargo, los indicadores de daño que se utilizan en estos métodos, solo tienen en cuenta el daño de los elementos estructurales y es difícil en la práctica encontrar una correlación consistente entre dichos índices y el daño económico. Por otro lado, un elevado porcentaje de los daños económicos que se esperan por la ocurrencia de un sismo de baja a media intensidad, pueden ser debidos únicamente a los daños ocasionados en los elementos no estructurales.

Se ha llegado a obtener mediante algunos métodos, buenas correlaciones entre la respuesta medida y la respuesta simulada por el modelo. Sin embargo, el éxito de tales ensayos se debe generalmente a que las respuestas obtenidas están gobernadas por un comportamiento localizado de flexión uniaxial y no por mecanismos más complicados o difíciles de analizar en la práctica [26]. Esto se hace posible, por ejemplo, anclando rígidamente las cimentaciones de los modelos, con lo cual se eliminan las dificultades adicionales provenientes del comportamiento suelo-estructura. También, si las cargas laterales se aplican dentro de un mismo plano de simetría, se eliminan por completo los efectos indeseables de torsión. Más aún, la mayoría de las simulaciones que se efectúan en la práctica constituyen

únicamente del análisis de pórticos planos, en donde los efectos de los elementos tales como muros y escaleras, presentes en una estructura real, son ignorados.

En conclusión, debido al impreciso e incompleto entendimiento del comportamiento estructural de los edificios de hormigón armado no es posible, hasta el momento, predecir analíticamente con suficiente confiabilidad la vulnerabilidad sísmica de dichas estructuras. La evaluación de estructuras por los métodos analíticos, puede llegar a ser una labor muy difícil de implementar a gran escala. Por esta razón, se siguen buscando métodos alternativos que permitan un análisis rápido de la vulnerabilidad sísmica. Sin embargo, la evaluación confiable de la vulnerabilidad de edificios muy particulares nunca podrá ser efectuada por procedimientos distintos a los métodos analíticos y es aquí donde el desarrollo de este tipo de métodos debe proseguir.

REFERENCIAS

- [1] R. V. Whitman, F. J. Heger, R. W. Luft, F. Krimgold, "Seismic resistance of existing buildings", *Journal of Structural Division ASCE*, 1980, Vol. 106, ST7, págs. 1573-1592.
- [2] C. Meyer, M. S. L. Roufaiel, S. G. Arzoumanidis, "Analysis of damaged concrete frames for cyclic loads", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1983, Vol. 11, págs. 207-228.
- [3] H. Banon, J. M. Biggs, H. M. Irvine, "Seismic damage in reinforced concrete frames", *Journal of Structural Division ASCE*, 1981, Vol. 107, ST9, págs. 1713-1729.
- [4] M. Saiidi, "Hysteresis models for reinforced concrete", *Journal of Structural Division ASCE*, 1982, Vol. 108, ST5, págs. 1077-1087.
- [5] T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielsen, "Reinforced concrete response to simulated earthquakes", *Journal of Structural Division ASCE*, 1970, Vol. 96, ST12, págs. 2557-2573.
- [6] R. W. Clough, S. B. Johnston, "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements", *Proceedings of the Japan Earthquake Engineering Symposium*, Tokyo, 1966, págs. 195-198.
- [7] M. S. L. Roufaiel, C. Meyer, "Analytical modeling of hysteretic behavior of R/C frames", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1987, Vol. 113, No. 3, págs. 429-443.
- [8] Y. J. Park, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering 9WCEE*, Tokyo, 1988, Vol. 7, págs. 211-216.

- [9] Y. J. Park, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete frame-shear-wall structures", *Technical Report No. NCEER-87-0008*, State University of New York at Buffalo, 1987.
- [10] M. L. Wang, S. P. Shah, "Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1987, Vol. 15, págs. 993-1003.
- [11] G. H. Powell, R. Allahabadi, "Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1988, Vol. 16, págs. 719-734.
- [12] A. Shibata, M. A. Sozen, "The substitute-structure method for seismic design in reinforced concrete", *Journal of Structural Division ASCE*, 1976, Vol. 102, págs. 1-18.
- [13] H. Banon, D. Veneziano, "Seismic safety of reinforced concrete members and structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1982, Vol. 10, págs. 179-193.
- [14] Y. J. Park, H. S. Ang, "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1985, Vol. 111, No. 4, págs. 722-739.
- [15] A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, N. Panahshahi, "IDARC2: modeling of R/C buildings structures with flexible floor diaphragms", *Technical Report No. NCEER-88-0035*, State University of New York at Buffalo, 1988.
- [16] Y. S. Chung, C. Meyer, M. Shinozuka, "A new damage model for reinforced concrete structures", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering 9WCEE*, Tokyo, 1988, Vol. 7, págs. 205-210.
- [17] Y. S. Chung, C. Meyer, M. Shinozuka, "A damage model for reinforced concrete", *Proceedings of the Seventh ASCE Structures and Pacific Rim Engineering Congress*, San Francisco, 1989, págs. 478-487.
- [18] Y. S. Chung, C. Meyer, M. Shinozuka, "Seismic damage assessment of reinforced concrete members", *Technical Report No. NCEER-87-0022*, State University of New York at Buffalo, 1987.
- [19] Y. S. Chung, C. Meyer, M. Shinozuka, "Automated seismic design of reinforced concrete buildings", *Technical Report No. NCEER-88-0024*, State University of New York at Buffalo, 1988.
- [20] Y. S. Chung, C. Meyer, M. Shinozuka, "SARCF User's guide: Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames", *Technical Report No. NCEER-88-0044*, State University of New York at Buffalo, 1988.

- [21] A. M. Reinhorn, J. M. Bracci, J. B. Mander, S. K. Kunnath, "Normalized damage index for evaluation of buildings", *Proceedings of the Seventh ASCE Structures and Pacific Rim Engineering Congress*, San Francisco, 1988, págs. 507-516.
- [22] A. M. Reinhorn, J. M. Bracci, J. B. Mander, S. K. Kunnath, "Deterministic model for seismic damage evaluation of reinforced concrete structures", *Technical Report No. NCEER-89-0033*, State University of New York at Buffalo, 1989.
- [23] Y. J. Park, H. S. Ang, Y. K. Wen, "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings", *Journal of Structural Division ASCE*, 1985, Vol. 111, ST4, págs. 740-757.
- [24] M. J. Seidel, A. M. Reinhorn, Y. J. Park, "Seismic damageability assessment of R/C buildings in eastern U.S.", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1989, Vol. 115, No. 9, págs. 2184-2202.
- [25] M. S. L. Roufaiel, C. Meyer, "Reliability of concrete frames damaged by earthquakes", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1987, Vol. 113, No. 3, págs. 445-457.
- [26] A. E. Aktan, G. E. Nelson, "Problems in predicting seismic responses of reinforced concrete buildings", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1988, Vol. 114, No. 9, págs. 2036-2056.

CAPÍTULO 4

MÉTODOS SUBJETIVOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD

4.1.- DESCRIPCIÓN GENERAL

Debido a que el número de edificios que existen en una zona urbana puede llegar a ser muy grande, se ha visto la necesidad de desarrollar métodos que permitan un cálculo rápido de la vulnerabilidad. En teoría, estos métodos no son desarrollados para obtener una evaluación precisa de la vulnerabilidad de edificios sino, más bien, para dar una idea sobre el comportamiento sísmico que se puede esperar de toda una zona urbana como herramienta imprescindible en los planes de mitigación de desastres.

Una de las características más importantes de estos métodos es la de introducir la opinión subjetiva del experto y la utilización de datos empíricos como fuente de conocimiento para la evaluación de la vulnerabilidad. Hoy en día existe un consenso general entre los investigadores en reconocer que la experiencia acumulada durante la observación del daño sufrido por las estructuras durante los terremotos, tiene un valor incalculable en el momento de establecer los procedimientos necesarios para la evaluación sísmica de edificios existentes y que, desafortunadamente, este tipo de información es difícil de implementar en los métodos analíticos.

Generalmente, los métodos subjetivos hacen uso de *formularios de encuesta o de levantamiento* (survey forms), los cuales son rellenados por personal capacitado durante las investigaciones de campo. Existen básicamente dos tipos de formularios: de levantamiento de daños y de levantamiento de vulnerabilidad.

Los primeros se utilizan para recoger los datos de daño de las estructuras, después de ocurrido un terremoto. Estos datos se utilizan para múltiples propósitos, como por ejemplo, para saber a cuánto ascienden las pérdidas materiales o para el estudio de la vulnerabilidad de las estructuras por medio de un análisis estadístico.

Los segundos se utilizan para recoger los datos sobre las características de las estructuras, tales como, sus dimensiones, tipos de material, etc; necesarios para la determinación de su vulnerabilidad. En la referencia [1] aparecen varios ejemplos de estos dos tipos de formularios.

Una de las pocas clasificaciones de los métodos subjetivos que se pueden encontrar en la literatura aparece publicada en la referencia [2], en donde las

metodologías existentes para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios se catalogan en tres diferentes grupos:

- 1) El primer grupo de métodos se basa en el reconocimiento de tipologías estructurales concretas, que se pueden subdividir a su vez en tres procedimientos. El primero de ellos se distingue por identificar clases tipológicas muy amplias, tal como las utilizadas en la definición de las escalas de intensidad macrosísmica. El segundo identifica tipologías detalladas por medio de la combinación de diferentes tipos de elementos estructurales como, por ejemplo, los sistemas resistentes horizontal y vertical. El tercero relaciona las tipologías estructurales a las prácticas de construcción tradicionales que, generalmente, se encuentran agrupadas por el periodo de construcción de las estructuras. De acuerdo con los métodos de este grupo, a cada tipo estructural se le asocia una matriz de probabilidad de daño, bien sea por medio de un análisis estadístico de los datos observados o por el juicio de expertos.
- 2) El segundo grupo de métodos se basa en la determinación, por medio de un modelo mecánico simplificado, de un único parámetro de comportamiento como, por ejemplo, el desplazamiento máximo del último piso, la ductilidad residual, etc. Al igual que en el grupo anterior, los rangos de dicho parámetro pueden ser asociados a una matriz de probabilidad de daño, por medio de modelos analíticos más refinados, un análisis estadístico o una investigación experimental.
- 3) El tercer grupo de métodos combina las capacidades de los dos anteriores, introduciendo generalmente evaluaciones heurísticas del comportamiento estructural. Este tipo de procedimientos pueden ser llamados métodos híbridos y generalmente proporcionan un "índice de vulnerabilidad" convencional, cuya correlación con una matriz de probabilidad de daño es aún una pregunta abierta.

Aunque la anterior clasificación es muy útil, deja de ser apropiada para propósitos generales por cuanto excluye muchas de las metodologías existentes. En este sentido, es difícil hacer una clasificación estricta de los métodos subjetivos debido a que, por ejemplo, muchos de ellos combinan las mismas características y propiedades de los otros pero, a su vez, llegan a tener principios de evaluación muy diferentes, razón por la que en la presente monografía se utiliza una clasificación propia, que divide a los métodos subjetivos en dos grupos: métodos que predicen el daño y métodos que evalúan la capacidad.

4.2.- MÉTODOS QUE PREDICEN EL DAÑO

Estos métodos permiten la estimación del daño de una estructura a través de dos tipos de relaciones matemáticas: la primera es una relación discreta, basada en matrices de probabilidad de daño y la segunda es una relación continua, basada en funciones de vulnerabilidad.

4.2.1.- Métodos basados en matrices de probabilidad de daño

Una forma de expresar la vulnerabilidad de una estructura, teniendo en cuenta las múltiples incertidumbres que existen para su evaluación, es a través de una *matriz de probabilidad de daño* DPM (damage probability matrix) la cual expresa la probabilidad discreta de la distribución de daño, para un tipo de estructura y una intensidad sísmica dadas [3-5].

Cada tipología estructural representa una estructura genérica con unas características constructivas muy específicas pero que, a su vez, permita albergar un porcentaje representativo de las estructuras que se encuentran en la zona de estudio. Tal como se ha explicado en el apartado anterior, estas tipologías estructurales pueden ser amplias o detalladas, dependiendo básicamente del tamaño de la zona de estudio. Por otra parte, la escala de intensidad sísmica se representa en términos de un parámetro físico o bien por cualquiera de las escalas macrosísmicas existentes. Asimismo, la escala de daño puede ser una cualquiera, de las muchas existentes en la literatura como, por ejemplo, la de Petak-Hart [6] o la de Steinbrugge [7] o bien una adoptada especialmente para el estudio.

Generalmente, las matrices de probabilidad de daño se deducen por medio de un análisis estadístico del daño observado en las estructuras después de ocurrido un terremoto o también por el juicio subjetivo de expertos [8], aunque actualmente se utilizan algunos de los métodos analíticos descritos en el capítulo 3 para determinar dichas matrices de forma sintética.

Tipología: Edificios de hormigón armado.

Nivel de daño j	Intensidad del sismo i		
	0.06 g	0.12 g	0.24 g
1. ninguno, menor	0.75	0.24	0.1
2. ligero, moderado	0.24	0.6	0.45
3. serio, grave	0.01	0.155	0.4
4. colapso	0.0	0.005	0.05

Tab. 4.1.- Ejemplo de una matriz de probabilidad de daño o DPM.

En la tabla 4.1 se muestra un ejemplo de una DPM para una estructura hipotética. Cada columna representa un nivel distinto de intensidad sísmica y cada fila un nivel distinto de daño estructural. Un valor cualquiera $P[D = j|i]$ en la matriz, da la probabilidad de que esa tipología estructural en particular experimente un nivel de daño $D = j$, si ocurre un sismo de intensidad i . A este tipo de sentencias se le conoce con el nombre de *probabilidad condicional*; en este caso la condición para el daño de la estructura es la ocurrencia de un

sismo de una determinada intensidad. Aunque en este ejemplo solo se ha utilizado una descripción subjetiva del daño, lo usual es asignar una escala de valores que represente el nivel de daño del edificio. Esto se hace, generalmente, a través de un parámetro que expresa el daño en términos económicos.

Es conveniente señalar en este momento que la convolución requerida para el cálculo del *riesgo específico* S , tal como se define en el capítulo 2, se reduce en este caso a una simple sumatoria del producto entre todos los valores discretos de probabilidad de daño de la estructura, es decir de la vulnerabilidad del edificio expresada por los coeficientes de la DPM, con la peligrosidad sísmica, de la siguiente forma:

$$S = \sum_j \sum_i P[D = j|i] \times P[i] \quad (4.1)$$

En la ecuación 4.1 la peligrosidad sísmica se expresa por medio del término $P[i]$ que significa la probabilidad de ocurrencia de un sismo de intensidad i , para un periodo de retorno dado. El riesgo específico S también queda con el mismo periodo de retorno asociado. Una vez explicado el significado de una DPM se hace a continuación una revisión general de algunos trabajos publicados sobre el tema.

La referencia [9] es uno de los primeros trabajos en los que se utilizan este tipo de matrices para evaluar el riesgo en edificaciones frente a varios tipos de fenómenos naturales y provocados. Entre otros fenómenos, se analizan los riesgos por inundación, incendio, tornado y terremoto, lo que demuestra claramente la flexibilidad de las DPM para expresar otros tipos de riesgos distintos al fenómeno sísmico. Hoy en día se siguen desarrollando este tipo de matrices para evaluar la vulnerabilidad de otros elementos en riesgo, diferentes a las edificaciones, como por ejemplo en la referencia [10] donde se han sintetizado una serie de DPM para evaluar la vulnerabilidad sísmica de taludes.

Otro trabajo interesante, por cuanto las DPM se deducen a partir de la opinión de expertos, aparece publicado en la referencia [11]. En este estudio realizado para la ciudad de Boston, se identifican por fotografías aéreas los 6 tipos genéricos de estructuras, a las cuales se les determinan todas sus características constructivas. Posteriormente se elabora una lista extensa de los posibles daños observables en cada una de ellas y se les asigna una escala de daño previamente escogida para el estudio, todo lo cual se resume en un cuestionario el cual es remitido a un grupo de ingenieros familiarizados con el daño sísmico de edificios. Los resultados se utilizan finalmente para elaborar las DPM de cada una de las 6 tipologías estructurales. En este estudio la escala de intensidad sísmica adoptada es la MMI y el daño se representa mediante un *factor de daño DR* (damage ratio) que se define como el costo de reparación dividido entre el costo total de la obra.

Otro estudio muy importante en el que también se deducen DPM por medio de la opinión de expertos, aparece en el reporte ATC-13 publicado en la referencia [12]. En dicho estudio realizado para California, se utiliza una clasificación de las estructuras en 40 tipologías, la escala de intensidad sísmica adoptada es la MMI (grados VI hasta XII) y la escala de daño es de 7 niveles, expresados con base en un *factor de daño DF* (damage factor) el cual se define como el valor del

daño dividido entre el costo total de la obra. También se incluyen en este reporte, métodos para estimar la pérdida de vidas humanas, métodos para corregir los DF para tener en cuenta la calidad de la construcción y métodos para estimar los efectos de otros peligros colaterales distintos al fenómeno sísmico [13]. Pocos años después de publicarse la ATC-13, aparece la metodología ATC-21 en la referencia [14], con el objeto de extender las experiencias obtenidas en California a otras partes de los Estados Unidos. Para ello se evaluaron, por medio de la opinión de expertos, una serie de factores de modificación, los cuales multiplican directamente las DPM obtenidas para California, adaptandolas de esta forma a otras regiones.

En la referencia [15], se describe un procedimiento mediante el cual se deducen DPM, por medio de un análisis estadístico del daño observado en cerca de 15000 edificios afectados durante una serie de terremotos ocurridos en Italia en el año 1984. Tanto las tipologías estructurales (A,B,C), como la escala de daño (desde 0 hasta 5) y los grados de intensidad (V,VI,VII) utilizados para describir dichas matrices, corresponden a los de la escala MSK. Con este trabajo se llega a encontrar una gran similitud entre las matrices calculadas y las deducidas en un estudio anterior publicado en la referencia [16], donde se analizan cerca de 30000 edificios afectados por otra serie de terremotos ocurridos en Italia en el año 1980, lo que parece confirmar la utilidad de este tipo de metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras.

En las referencias [17,18] se desarrolla un procedimiento para evaluar el daño sísmico en la provincia de Andalucía. Aunque en este estudio las matrices de daño utilizadas no indican la probabilidad discreta del daño de cada tipo estructural, sino por el contrario, de forma determinista el porcentaje de estructuras dañadas de cada tipo, este trabajo resulta muy interesante por cuanto indica una metodología para evaluar el daño económico que ocasiona un terremoto, en las estructuras que abarcan una región geográfica muy amplia. Al igual que en el estudio descrito anteriormente, las tipologías estructurales (A,B,C) y los grados de intensidad utilizados (VII,VIII,IX), corresponden a los de la escala MSK. Los niveles de daño adoptados para este estudio fueron dos: viviendas dañadas y viviendas destruidas.

Recientemente, se ha publicado un trabajo [19] en el que se determinan DPM para edificios de mampostería de piedra, adobe y ladrillo, y para estructuras de madera y hormigón armado. Estas matrices se deducen mediante el análisis del daño observado en cerca de 30000 construcciones, afectadas por eventos sísmicos durante más de 30 años en Turquía. La escala de intensidad adoptada es la MSK (grados V hasta IX) y los estados de daño adoptados para el estudio son cuatro: ninguno, ligero, moderado y colapso.

4.2.2.- Métodos basados en funciones de vulnerabilidad

Una *función de vulnerabilidad* es una relación matemática que expresa de forma continua el daño que experimenta una estructura específica cuando es sometida a un movimiento de origen sísmico. Las funciones de vulnerabilidad se deducen por medio de una regresión estadística de los datos de daño observados durante un terremoto o generados artificialmente mediante una simulación.

Al contrario que las matrices de probabilidad de daño descritas en el apartado

anterior, las funciones de vulnerabilidad no tienen una forma genérica estandar que sea globalmente aceptada dentro de la ingeniería sísmica. Por el contrario, se puede afirmar que cada una de las metodologías existentes utiliza su propia definición de dichas funciones, lo cual ha resultado en procedimientos muy diferentes para la evaluación del riesgo.

Generalmente, dichas funciones se suelen expresar como curvas que relacionan el grado de daño del edificio con un parámetro de respuesta estructural o del movimiento del terreno. Los parámetros de respuesta estructural que comunmente se utilizan son, el desplazamiento horizontal del edificio Δ y el coeficiente sísmico C que se define, como el factor entre la capacidad lateral del edificio dividido por el peso total del mismo. Por otro lado, los parámetros que expresan el movimiento del terreno son, usualmente, la aceleración máxima del terreno PGA, o uno de los grados en las escalas de intensidad sísmica, tales como la MMI o la MSK.

En la figura 4.1 se puede observar un ejemplo de una función de vulnerabilidad para edificios de mampostería, donde VI es el *índice de vulnerabilidad* el cual describe la capacidad sísmica del edificio y D representa el grado de daño físico observado en la estructura para un sismo de intensidad I . Esta función ha sido deducida por medio de estadísticas de daño durante terremotos en Italia [20] y como puede verse tiene una forma totalmente distinta a las que se describen en el párrafo anterior.

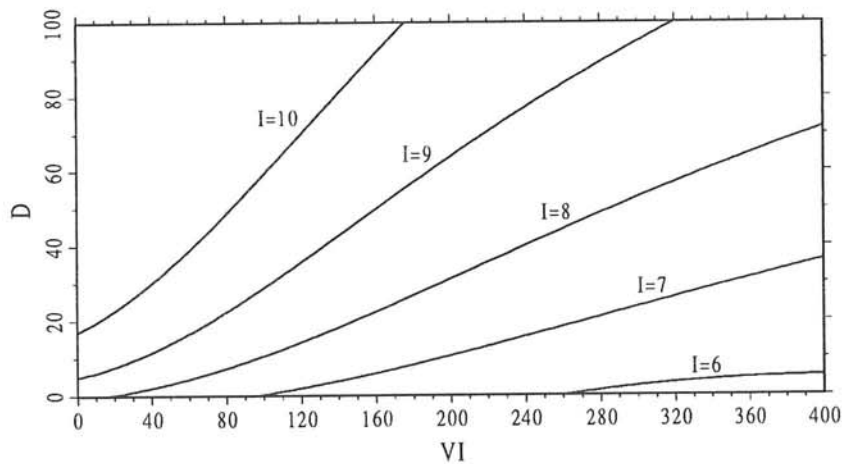


Fig. 4.1.- Ejemplo de una función de vulnerabilidad.

En las referencias [21-23] se describe un procedimiento mediante el cual se deducen funciones de vulnerabilidad, a través de la regresión del daño observado en cerca de 40000 edificios afectados por un terremoto en Yugoslavia, en el año 1979. Dichas funciones se encuentran agrupadas por el tipo de construcción, la calidad del terreno y el número de pisos de la estructura, y además se expresan como curvas $DR - Seff$ donde DR (damage ratio) es el *factor de daño*, que se define como el número de edificios con un nivel de daño determinado, dividido entre el número total de ellos y $Seff$ es el *espectro de respuesta efectivo*, el cual

se cree que describe mejor que otros parámetros, tales como MMI, Magnitud, PGA, el potencial destructivo de un sismo. El *Seff* incorpora parámetros del movimiento del terreno, parámetros que describen las propiedades dinámicas de la estructura y parámetros relacionados con la capacidad de la misma. Finalmente, estas funciones de vulnerabilidad se utilizan para evaluar el riesgo específico de una zona urbana.

El método que se describe en la referencia [24], utiliza funciones de vulnerabilidad que relacionan de forma lineal $DR - \Delta$, en donde DR (damage ratio) es el *factor de daño*, que se define como el costo de la reparación dividido entre el costo total del edificio y Δ el desplazamiento horizontal del mismo. Dichas funciones se han deducido por medio de una regresión lineal del daño observado durante el terremoto de San Fernando, en el año 1971. Este método se encuentra implementado en un programa llamado DAMAGE, el cual sirve para determinar el daño en edificios de hormigón armado o de estructura metálica. El programa utiliza como características del terremoto, la magnitud y la distancia epicentral, las cuales son convertidas en aceleración, velocidad y desplazamiento máximos, por medio de relaciones empíricas establecidas para los Estados Unidos. También existe la posibilidad de entrar directamente los anteriores parámetros, los cuales se utilizan para determinar los desplazamientos máximos de cada piso, por medio de un análisis modal y de esta forma, haciendo uso de las funciones de vulnerabilidad, relacionar dichos desplazamientos con el daño del edificio.

4.3.- MÉTODOS QUE EVALÚAN LA CAPACIDAD SÍSMICA

Los métodos descritos en este apartado, al contrario que los métodos subjetivos que predicen el daño, solo llegan a indicar la capacidad relativa de la estructura para resistir fuerzas sísmicas, por lo que se puede afirmar que no describen su vulnerabilidad como tal. Existen básicamente dos tipos de métodos: los primeros se basan en calificar, de forma empírica, las diferentes características de la estructura y los segundos se basan en comparar la capacidad actual de la estructura con la exigida por un determinado código de construcción.

4.3.1.- Métodos basados en un sistema de calificación

Estos métodos utilizan una escala de valores (rating system) para puntuar la calidad de las diferentes características analizadas en la estructura.

Así, por ejemplo, en la referencia [25] se propone el *método de evaluación de campo* (field evaluation method), el cual hace uso de 5 formularios de levantamiento, los cuales se analizan por medio de un sistema de calificación general y otro estructural. Con esta información el edificio es catalogado como bueno, regular, pobre o muy pobre, de acuerdo al puntaje obtenido y al nivel de intensidad MMI para el sitio.

En el *método del factor de decisión* (decision factor analysis method) [26] se analizan una serie de características del edificio como son la funcionalidad, el criterio de confianza, la ubicación del edificio y la sismicidad del sitio, a cada una de las cuales se les asigna un factor numérico. A la suma de dichos números se

le denomina *factor de decisión*, el cual determina el tipo de análisis que se debe utilizar para evaluar la capacidad del edificio. Este factor de decisión también puede utilizarse directamente como una medida cualitativa de su vulnerabilidad.

En la referencia [27] se muestra un sistema de calificación empírico, así como también, el formulario de levantamiento utilizado en Nueva Zelanda para clasificar edificios altamente peligrosos. Entre las características que se analizan están: el tipo, la condición, el número de pisos y el daño en la estructura, la calidad de muros, de diafragmas y de cimentación. La suma de los puntajes asignados a cada una de las anteriores características, se utiliza para determinar por medio de una tabla empírica lo siguiente: un periodo de revisión, para el cual el edificio debe ser analizado nuevamente y un periodo de vida, para el cual el edificio debe ser demolido o reforzado. Esta suma también sirve como medida cualitativa de la vulnerabilidad del edificio.

En la referencia [28] se describe un método para determinar un *índice de daño* I_d , el cual describe la capacidad sísmica de la estructura. El método consiste en asignar un valor numérico V_i , para calificar cada una de las siguientes características: la edad, el número de pisos, la proximidad entre edificios, el mantenimiento, la cimentación, la densidad y localización de muros, los detalles constructivos, los elementos no estructurales, los diafragmas, el sistema estructural, la masa y rigidez, las irregularidades y los daños anteriores. Además, a cada una de estas características se le asigna un factor de peso W_i , de acuerdo a su importancia global para la resistencia del edificio; así, por ejemplo, a la localización de muros se le asigna un factor de peso mayor que a la condición de mantenimiento. El índice de daño se calcula mediante la siguiente expresión:

$$I_d = \frac{\sum V_i W_i}{\sum W_i} \quad (4.2)$$

Finalmente y de acuerdo con una interpretación subjetiva de la escala MSK, se determina que para valores $I_d \leq 0.4$ el nivel de riesgo sísmico para la estructura es aceptable y que, para valores $I_d > 0.4$ se debe utilizar otro procedimiento más sofisticado para la evaluación del edificio.

4.3.2.- Métodos basados en códigos de construcción

Estos métodos utilizan los mismos criterios que para el diseño de nuevos edificios y se basan en los procedimientos recomendados por los códigos de construcción. El algoritmo básico consiste en evaluar las fuerzas laterales que representan la intensidad sísmica esperada para un determinado sitio y luego comparar dichas fuerzas con la capacidad existente en la estructura. Para ello se utilizan métodos simplificados, como el de la fuerza horizontal equivalente o el del análisis modal con espectros de respuesta. Por otra parte, cuando se requieren parámetros tales como el amortiguamiento o la ductilidad de la estructura, estos se deducen empíricamente. La literatura que hace una descripción general de algunos de estos métodos es muy extensa [8,29-33], sin embargo los métodos más comentados siguen siendo los desarrollados por el ATC (Applied Technology

Council) de los Estados Unidos.

La metodología ATC-3, publicada en la referencia [34], propone una evaluación basada en el *factor de capacidad sísmica* R , que es igual a la capacidad lateral sísmica existente en el edificio dividida entre la correspondiente capacidad requerida para la nueva construcción. Dependiendo de este valor R , el edificio es catalogado como adecuado o inadecuado.

La metodología ATC-14 publicada en la referencia [35] comienza por clasificar al edificio analizado dentro de una de las 15 tipologías estructurales que se definen en este trabajo. Cada tipo estructural tiene un apartado en el que se describen sus características particulares y el comportamiento que se ha observado en pasados terremotos, para estructuras similares. Luego, mediante una serie de preguntas de falso o verdadero incluidas en un formulario de levantamiento, el observador de campo es requerido a prestar atención sobre los diferentes elementos estructurales y no estructurales del edificio, con el objeto de detectar todas las posibles fallas que se pueden presentar en el evento de un sismo. Si después de la evaluación no se detectan fallos se considera que el edificio tiene un nivel de seguridad aceptable para salvar la vida de sus ocupantes; en el caso contrario, se deben evaluar para los elementos estructurales y no estructurales una serie de factores de *capacidad/demanda* C/D y compararlos con unos niveles mínimos establecidos empíricamente. Si alguno de estos factores es menor que el permitido, se informa al usuario del edificio sobre los peligros existentes y en el caso contrario, se considera que el edificio es aceptable. La selección de los factores C/D se realiza por procedimientos diferentes, dependiendo de si la zona es de alta o de baja sismicidad. En este sentido, se ha encontrado algunas deficiencias en la metodología utilizada para las zonas de baja sismicidad, debido a que la ATC-14 fué desarrollada únicamente con la opinión de expertos de California [36], por lo que posteriormente se han recomendado algunas modificaciones para adaptar esta metodología a otras regiones de los Estados Unidos [37]. Finalmente, estas recomendaciones han sido incluidas en la nueva metodología ATC-22 publicada en la referencia [38] y se describen de forma detallada en una reciente publicación [39].

4.4.- PROBLEMAS ASOCIADOS CON LOS MÉTODOS SUBJETIVOS

Como ya se dijo antes, los métodos subjetivos no permiten una evaluación precisa de la vulnerabilidad de las estructuras; sin embargo, llegan a ser la única herramienta disponible en los casos para los que la modelización matemática por medio de los métodos analíticos es muy costosa, compleja o involucra factores cuyo comportamiento es difícil de predecir. En este sentido, la opinión del experto y una base de datos empíricos extensa, parece ser la solución a los problemas no resueltos hasta el momento.

La opinión subjetiva del experto, en la mayoría de los casos, resulta ser, una base de conocimiento difícil de transmitir y de "calibrar", por lo que los métodos que se basan en este tipo de información deben utilizar conceptos simples, generales y fácilmente comprensibles por el usuario. Lo anterior resulta, generalmente,

en metodologías adaptadas a las tipologías y a las prácticas de construcción características de cada país e inclusive de cada región, lo que dificulta su aplicación en otros lugares.

Así, por ejemplo, los métodos que utilizan matrices de probabilidad de daño son muy apropiados, por que la definición de estas matrices es generalmente sencilla y el cálculo del riesgo específico se simplifica enormemente pero, por otro lado, obliga a adoptar tipologías estructurales muy generales, las cuales son difícilmente adaptables a regiones con prácticas constructivas distintas. Además, estas tipologías por ser tan reducidas, disminuyen el nivel de "resolución" en la evaluación de la vulnerabilidad en zonas urbanas.

Por otra parte, los métodos basados en los códigos de construcción, además de no dar una estimación del daño, son elaborados con los criterios y las fórmulas adoptadas por un código de construcción en particular, lo que dificulta su adaptación para otras regiones donde, por ejemplo, el nivel de desarrollo o las políticas de protección civil son diferentes.

REFERENCIAS

- [1] H. Sandi, "Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol.7, Topic 2, págs. 11-69.
- [2] A. Corsanego, A. Del Grosso, D. Stura, "Seismic vulnerability assessment for buildings: A critical review of current methodologies", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 1, Topic 2, págs. 17-23.
- [3] R. V. Whitman, "Damage probability matrices for prototype buildings", *Structural Publication No. 380 R73-57*, Department of Civil Engineering M.I.T, Cambridge, 1973.
- [4] R. V. Whitman, J. W. Reed, S. T. Hong, "Earthquake damage probability matrices", *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering 5WCEE*, Roma, 1973.
- [5] R. V. Whitman, J. M. Biggs, J. E. Brennan, C. A. Cornell, R. L. deNeufville, E. H. Vanmarcke, "Seismic design decision analysis", *Journal of Structural Division ASCE*, 1975, Vol. 101, ST5, págs. 1067-1084.
- [6] W. Petak, G. C. Hart, "Damage and decision making in wind engineering", *Wind Engineering*, Pergamon Press, N.Y., 1980.
- [7] K. V. Steinbrugge, "Earthquake damage and structural performance in the United States", *Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, N.J., 1970, Chapter 9.

- [8] R. V. Whitman, F. J. Heger, R. W. Luft, F. Krimgold, "Seismic resistance of existing buildings", *Journal of Structural Division ASCE*, 1980, Vol. 106, ST7, págs. 1573-1592.
- [9] L. T. Lee, J. D. Collins, "Engineering risk management for structures", *Journal of Structural Division ASCE*, 1977, Vol. 103, ST9, págs. 1739-1755.
- [10] J. S. Lin, "Regional seismic slope failure probability matrices", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1990, Vol. 19, págs. 911-923.
- [11] R. W. Luft, D. L. Schodek, "Identifying and mapping seismically hazardous housing in urban areas", *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering 8WCEE*, San Francisco, 1984, págs. 671-678.
- [12] Applied Technology Council, "Earthquake damage evaluation data for California", *ATC-13 Report*, CA, 1985.
- [13] C. Rojahn, "Damage prediction for existing buildings", *Annals of the New York Academy of Sciences*, 1988, Part VII, págs. 361-377.
- [14] Applied Technology Council, "Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: A Handbook", *ATC-21 Report*, CA, 1988.
- [15] F. Braga, M. Dolce, D. Liberatore, "Assessment of the relationships between macroseismic intensity, type of building and damage, based on the recent Italy earthquake data", *Proceedings of the Eight European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 1, Topic 3, págs. 39-46.
- [16] F. Braga, M. Dolce, D. Liberatore, "Southern Italy november 23, 1980 earthquake: a statistical study on damaged buildings and an ensuing review of the MSK-76 scale", *Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering 7ECEE*, Athens, 1982.
- [17] A. J. Martin, "Evaluación de la peligrosidad sísmica y de los daños que un terremoto catastrófico ocasionaría a la población y a las viviendas en Andalucía", Instituto Geográfico Nacional IGN, Sevilla, 1986.
- [18] A. J. Martin, "Probabilistic seismic hazard analysis and damage assessment in Andalucía (Spain)", *Tectonophysics*, 1989, Vol. 167, págs. 235-244.
- [19] P. Gülkan, H. Sucuoğlu, O. Ergünay, "Earthquake vulnerability, loss and risk assessment in Turkey", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering 10WCEE*, Madrid, 1992, Vol. 1, págs. 539-543.
- [20] P. Angeletti, A. Bellina, E. Grandori, A. Moretti, V. Petrini, "Comparison between vulnerability assessment and damage index, some results", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering 9WCEE*, Tokyo, 1988, Vol. 7, págs. 181-186.

- [21] J. Petrovski, Z. Milutinovic, "Development of empirical and theoretical vulnerability and seismic risk models", *Proceedings of the Eight World Conference on Earthquake Engineering 8WCEE*, San Francisco, 1984.
- [22] J. Petrovski, Z. Milutinovic, "Earthquake vulnerability and loss assessment for physical and urban planning", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 1, Topic 2, págs. 9-16.
- [23] Z. Milutinovic, J. Petrovski, H. Kameda, "Earthquake damage prediction, modeling and assessment", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 1, Topic 2, págs. 65-72.
- [24] T. K. Hasselman, R. T. Eguchi, J. H. Wiggins, "Assessment of damageability for existing buildings in a natural hazards environment", *Technical Report No. 80-1332-1*, J. H. Wiggins Company, CA, 1980, Vol. I: Methodology, Vol. II: DAMAGE Computer Program Users Manual.
- [25] C. G. Culver, H. S. Lew, G. C. Hart, C. W. Pinkham, "Natural hazards evaluation of existing buildings", *Building Science Series 61*, National Bureau of Standards, Washington D.C., 1975.
- [26] General Services Administration, "Earthquake resistance of buildings", *Report PBS (PCD):DG.2*, Public Building Service, Washington D.C., 1976, Volume II: Evaluation of Existing Structures.
- [27] R. Shepherd, "High earthquake risk buildings in New Zealand", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1978, Vol. 6, págs. 383-395.
- [28] I. Uzcategui, W. L. Quintero, "Practical evaluation of the vulnerability of one family houses against seismic effects", *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering 9WCEE*, Tokyo, 1988, Vol. 7, págs. 229-234.
- [29] S. A. Freeman, "Overview of published documents for the evaluation of existing buildings", *Proceedings of the Seventh ASCE Structures and Pacific Rim Engineering Congress*, San Francisco, 1988, págs. 537-545.
- [30] S. Otani, "The state of the art in evaluating seismic vulnerability of existing reinforced concrete buildings in Japan", *Proceedings of the Seventh ASCE Structures and Pacific Rim Engineering Congress*, San Francisco, 1988.
- [31] A. E. Aktan, I. K. Ho, "Seismic vulnerability evaluation of existing buildings", *Earthquake Spectra*, 1990, Vol. 6, No. 3, págs. 439-472.
- [32] R. Meli, "Seismic vulnerability and retrofitting of buildings recent experiences in Mexico City", *Proceedings of the Seventh ASCE Structures and Pacific Rim Engineering Congress*, San Francisco, 1988, págs. 517-526.
- [33] S. Otani, "Seismic vulnerability evaluation in Japan", *Proceedings of the Seventh ASCE Structures and Pacific Rim Engineering Congress*, San Francisco, 1988, págs. 527-536.

- [34] Applied Technology Council, "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings", *Report ATC-9-06*, CA, 1978.
- [35] Applied Technology Council, "Evaluating the seismic strength of existing buildings", *Report ATC-14*, CA, 1987.
- [36] C. D. Poland, R. N. White, J. O. Malley, P. Gergely, "Seismic evaluation of buildings in the eastern and central United States", *Proceedings of the Seventh ASCE Structures and Pacific Rim Engineering Congress*, San Francisco, 1988, págs. 546-555.
- [37] C. D. Poland, J. O. Malley, "Recommended modifications to ATC-14", *Technical Report No. NCEER-89-0012*, State University of New York at Buffalo, 1989.
- [38] Applied Technology Council, "Handbook for the evaluation of existing buildings", *Report ATC-22*, 1989.
- [39] C. D. Poland, J. O. Malley, "A Procedure for the seismic evaluation of buildings in the central and eastern United States", *Technical Report No. NCEER-92-0008*, State University of New York at Buffalo, 1992.

CAPÍTULO 5

VULNERABILIDAD SÍSMICA EN ZONAS URBANAS

5.1.- MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

El análisis del comportamiento de edificios, durante terremotos ocurridos desde el año 1976 en diferentes regiones de Italia, ha permitido a los investigadores de este país identificar algunos de los parámetros más importantes que controlan el daño en los edificios. Estos parámetros se han compilado en un formulario de levantamiento, el cual se viene utilizando desde el año 1982, con el propósito de determinar de una forma rápida y sencilla la vulnerabilidad sísmica de edificios existentes. La combinación de dichos parámetros, por medio de una escala predefinida, en un único valor numérico llamado *índice de vulnerabilidad* es lo que se conoce hoy en día como el método del índice de vulnerabilidad [1].

El formulario para el levantamiento de la vulnerabilidad se ha modificado varias veces, durante los últimos diez años, con el propósito de facilitar las tareas de observación durante las investigaciones de campo o para incluir una mejor descripción del daño, en los casos para los que dicho formulario se utiliza en la recopilación de los efectos producidos por un terremoto. Lo anterior se puede observar, por ejemplo, en las referencias [2,3] donde aparecen tres versiones diferentes del mismo formulario. Sin embargo, al estudiar detalladamente cada una de éstas se puede concluir que las modificaciones son más de forma que de fondo y que, en cualquier caso, se mantienen siempre los mismos parámetros que se identificaron desde un comienzo como los controladores potenciales del daño. La última versión conocida del formulario para el levantamiento de vulnerabilidad aparece publicada, conjuntamente con sus instrucciones, en la referencia [4] la cual se utiliza como base de conocimiento en la presente monografía.

El formulario de levantamiento consta de dos niveles, los cuales se han diseñado con el propósito de tener dos grados de aproximación. El primer nivel sirve para seleccionar los edificios más "peligrosos" desde el punto de vista estructural y, posteriormente, dichos edificios se investigan con el segundo nivel para obtener una apreciación más exacta de su vulnerabilidad. Sin embargo, actualmente se reconoce que el método en general solo puede dar una estimación aproximada de la vulnerabilidad de los edificios, suficiente para la toma de decisiones durante los planes de mitigación de desastres.

El primer nivel incluye los datos generales del edificio, tales como: ubicación,

dimensiones, utilización, tipología estructural, etc. También incluye un apartado para la recopilación de la extensión y el nivel de daño, que se utiliza durante las investigaciones posterremoto. Los datos provistos por el primer nivel se han utilizado para deducir matrices de probabilidad de daño, sin embargo, no forman parte fundamental del método ya que no influyen para nada en el cálculo del índice de vulnerabilidad.

Por el contrario, en el segundo nivel se recopilan los datos y parámetros fundamentales para el cálculo del índice de vulnerabilidad, que consiste a su vez de dos apartados distintos, uno de ellos está destinado a la evaluación de edificios de mampostería y el otro a edificios de hormigón armado. La escala que se utiliza para calificar los diferentes parámetros que influyen en el comportamiento de los edificios de mampostería se conoce como la escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini. Esta escala, la cual permite una estimación cuantitativa de la vulnerabilidad del edificio y forma la base fundamental del método del índice de vulnerabilidad, ha sido propuesta por estos dos autores en la referencia [5]. Una escala similar para edificios de hormigón armado se propone en las referencias [6,7].

El método del índice de vulnerabilidad ha sido ampliamente utilizado en Italia durante los últimos diez años y su gran aceptación en este país ha quedado demostrada por el GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti) que lo ha adoptado para los planes de mitigación de desastres a nivel gubernamental. Esto ha permitido la evolución del método, como resultado de la experimentación durante todos esos años, y la obtención de una extensa base de datos sobre daño y vulnerabilidad, como ninguno de los otros métodos subjetivos que se estudian en el capítulo 4.

En las referencias [8-14] se publican diferentes trabajos en los que se utiliza el método del índice de vulnerabilidad para el estudio de varias poblaciones en Italia. La mayoría de estos estudios se concentran en la evaluación de la vulnerabilidad de edificios de mampostería, ya que representan un gran porcentaje de las construcciones de los pueblos antiguos.

5.2.- CÁLCULO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

De acuerdo con la escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini, el índice de vulnerabilidad se obtiene mediante una suma ponderada de los valores numéricos que expresan la "calidad sísmica" de cada uno de los parámetros estructurales y no estructurales que, se considera, juegan un papel importante en el comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería [15].

A cada parámetro se le atribuye, durante las investigaciones de campo, una de las cuatro clases A, B, C, D siguiendo una serie de instrucciones detalladas con el propósito de minimizar las diferencias de apreciación entre los observadores. A cada una de estas clases le corresponde un valor numérico K_i que varía entre 0 y 45, como se observa en la tabla 5.1. Así, por ejemplo, si el parámetro número cuatro "posición del edificio y de la fundación" corresponde a una configuración insegura desde el punto de vista sísmico, se le asigna la clase D y el valor numérico $K_4 = 45$.

Parámetros	Clase K_i				Peso W_i
	A	B	C	D	
1. Organización del sistema resistente	0	5	20	45	1.0
2. Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3. Resistencia convencional	0	5	25	45	1.5
4. Posición edificio y cimentación	0	5	25	45	0.75
5. Diafragmas horizontales	0	5	15	45	1.0
6. Configuración en planta	0	5	25	45	0.5
7. Configuración en elevación	0	5	25	45	1.0
8. Distancia máxima entre los muros	0	5	25	45	0.25
9. Tipo de cubierta	0	15	25	45	1.0
10. Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25
11. Estado de conservación	0	5	25	45	1.0

Tab. 5.1.- Escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini.

Por otra parte, cada parámetro es afectado por un coeficiente de peso W_i , que varía entre 0.25 y 1.5. Este coeficiente refleja la importancia de cada uno de los parámetros dentro del sistema resistente del edificio. De esta forma, el índice de vulnerabilidad VI se define por la siguiente expresión

$$VI = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i \quad (5.1)$$

Al analizar la ecuación 5.1 se puede deducir que el índice de vulnerabilidad define una escala continua de valores desde 0 hasta 382.5 que es el máximo valor posible. Como puede verse en la tabla 5.1, los parámetros 1,2,4,5,9,10 y 11 son de naturaleza descriptiva y quedan definidos completamente por las instrucciones del apartado 5.2.2. Por el contrario, los parámetros 3,6,7 y 8 son de naturaleza cuantitativa y requieren de ciertas operaciones matemáticas muy sencillas, las cuales se describen en el apartado 5.2.3.

5.2.1.- Formulario para el levantamiento de la vulnerabilidad

El formulario encuesta que se observa en la figura 5.1, es una versión modificada del utilizado por el GNDT en Italia. Una de las simplificaciones que se tienen en cuenta es la de no utilizar el primer nivel de aproximación debido a que los datos que provee no influyen directamente en el cálculo del VI . Por otra parte, del segundo nivel se utiliza únicamente la parte correspondiente a edificios de mampostería, debido a que no se conoce bibliografía sobre funciones de vulnerabilidad para edificios de otro tipo.

El formulario original, de segundo nivel, incluye los cálculos que debe efectuar el observador durante las investigaciones de campo, para clasificar cada parámetro

No. edificio <input style="width: 40px;" type="text"/>
Dirección <input style="width: 100%; height: 20px;" type="text"/>
Fecha <input style="width: 40px;" type="text"/> d/m/a No. observador <input style="width: 40px;" type="text"/>
1. Organización del sistema resistente <input style="width: 40px;" type="text"/>
2. Calidad del sistema resistente <input style="width: 40px;" type="text"/>
3. Resistencia convencional Número de pisos N <input style="width: 40px;" type="text"/> Área total cubierta A_t <input style="width: 60px;" type="text"/> m ² Área resistente sentido x A_x <input style="width: 60px;" type="text"/> m ² sentido y A_y <input style="width: 60px;" type="text"/> m ² Resistencia cortante mampostería τ_k <input style="width: 60px;" type="text"/> Ton/m ² Altura media de los pisos h <input style="width: 40px;" type="text"/> m Peso específico mampostería P_m <input style="width: 60px;" type="text"/> Ton/m ³ Peso por unidad de área diafragma P_s <input style="width: 60px;" type="text"/> Ton/m ²
4. Posición del edificio y de la cimentación <input style="width: 40px;" type="text"/>
5. Diafragmas horizontales <input style="width: 40px;" type="text"/>
6. Configuración en planta $\beta_1 = a/L$ <input style="width: 40px;" type="text"/> $\beta_2 = b/L$ <input style="width: 40px;" type="text"/>
7. Configuración en elevación Superficie porche % <input style="width: 40px;" type="text"/> T/H <input style="width: 40px;" type="text"/> $\pm \Delta M/M$ % <input style="width: 40px;" type="text"/>
8. Distancia máxima entre los muros L/S <input style="width: 40px;" type="text"/>
9. Tipo de cubierta <input style="width: 40px;" type="text"/>
10. Elementos no estructurales <input style="width: 40px;" type="text"/>
11. Estado de conservación <input style="width: 40px;" type="text"/>

Fig. 5.1.- Formulario para el levantamiento de la vulnerabilidad de edificios de mampostería.

dentro de una de las cuatro clases A,B,C,D lo cual, además de prolongar el tiempo del levantamiento, facilita la introducción de errores matemáticos. Por estas razones se ha desarrollado un programa de ordenador para el cálculo del *VI* con el cual se evitan los inconvenientes descritos anteriormente y se simplifica el formulario de levantamiento, ya que de esta forma solo se requieren los datos estrictamente necesarios para definir *VI*.

5.2.2.- Instrucciones para el formulario de levantamiento

La asignación de los once parámetros del formulario de encuesta descrito en el apartado anterior, dentro de una de las cuatro clases A,B,C,D, se lleva a cabo con la ayuda de las siguientes instrucciones. En éstas se describe, de forma muy breve, el fundamento teórico de cada uno de los parámetros con el objeto de proporcionar al observador de campo un cierto criterio de selección.

1. Organización del sistema resistente

Con este parámetro se evalúa el grado de organización de los elementos verticales prescindiendo del tipo de material. El elemento significativo es la presencia y la eficiencia de la conexión entre las paredes ortogonales con tal de asegurar el comportamiento en "cajón" de la estructura. Se reporta una de las clases

- A) Edificio construido de acuerdo con las recomendaciones de la norma Española para la construcción sísmo-resistente, específicamente del apartado 4.1 de dicha norma.
- B) Edificio que presenta, en todas las plantas, conexiones realizadas mediante vigas de amarre o de adaraja en los muros, capaces de transmitir acciones cortantes verticales.
- C) Edificio que, por no presentar vigas de amarre en todas las plantas, está constituido únicamente por paredes ortogonales bien ligadas.
- D) Edificio con paredes ortogonales no ligadas.

2. Calidad del sistema resistente

Con este parámetro se determina el tipo de mampostería más frecuentemente utilizada, diferenciando, de modo cualitativo, su característica de resistencia con el fin de asegurar la eficiencia del comportamiento en "cajón" de la estructura. La atribución de un edificio a una de las cuatro clases se efectúa en función de dos factores: por un lado, del tipo de material y de la forma de los elementos que constituyen la mampostería. Por otro lado, de la homogeneidad del material y de las piezas, por toda la extensión del muro. Se reporta una de las clases

- A) Mampostería en ladrillo o bloques prefabricados de buena calidad. Mampostería en piedra bien cortada, con piezas homogéneas y de dimensiones constantes por toda la extensión del muro. Presencia de ligamento entre las piezas.
- B) Mampostería en ladrillo, bloques o piedra bien cortada, con piezas bien ligadas más no muy homogéneas en toda la extensión del muro.

- C) Mampostería en piedra mal cortada y con piezas no homogéneas, pero bien trabadas, en toda la extensión del muro. Ladrillos de baja calidad y privados de ligamento.
- D) Mampostería en piedra irregular mal trabada o ladrillo de baja calidad, con la inclusión de guijarros y con piezas no homogéneas o privadas de ligamento.

3. Resistencia convencional

Con la hipótesis de un perfecto comportamiento en "cajón" de la estructura, la evaluación de la resistencia de un edificio de mampostería puede ser calculada con razonable confiabilidad. El procedimiento utilizado requiere del levantamiento de los datos

N = Número de pisos.

A_t = Área total cubierta en (m^2).

$A_{x,y}$ = Área total de los muros resistentes en el sentido X e Y respectivamente en (m^2). El área resistente de los muros inclinados un ángulo α diferente de cero, respecto a la dirección considerada, se debe multiplicar por $(\cos \alpha)^2$.

τ_k = Resistencia a cortante característica del tipo de mampostería en (ton/m^2). En el caso de que la mampostería se componga de diferentes materiales, el valor de τ_k se determina como un promedio ponderado de los valores de resistencia a cortante para cada uno de los materiales τ_i , utilizando como factor de peso el porcentaje relativo en área A_i de cada uno de ellos

$$\tau_k = \frac{\sum \tau_i A_i}{\sum A_i} \quad (5.2)$$

h = Altura media de los pisos en (m).

P_m = Peso específico de la mampostería en (ton/m^3).

P_s = Peso por unidad de área del diafragma en (ton/m^2).

4. Posición del edificio y de la cimentación

Con este parámetro se evalúa, hasta donde es posible por medio de una simple inspección visual, la influencia del terreno y de la cimentación en el comportamiento sísmico del edificio. Para ello se tienen en cuenta algunos aspectos, tales como: la consistencia y la pendiente del terreno, la eventual ubicación de la cimentación a diferente cota y la presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén. Se reporta una de las clases

- A) Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior o igual al 10%. La fundación está ubicada a una misma cota. Ausencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.
- B) Edificio cimentado sobre roca con pendiente comprendida entre un 10% y un 30% o sobre terreno suelto con pendiente comprendida entre un 10% y un 20%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación

es inferior a 1 metro. Ausencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.

- C) Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente comprendida entre un 20% y un 30% o sobre terreno rocoso con pendiente comprendida entre un 30% y un 50%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es inferior a 1 metro. Presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.
- D) Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente mayor al 30% o sobre terreno rocoso con pendiente mayor al 50%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es superior a 1 metro. Presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.

5. Diafragmas horizontales

La calidad de los diafragmas tiene una notable importancia para garantizar el correcto funcionamiento de los elementos resistentes verticales. Se reporta una de las clases

- A) Edificio con diafragmas, de cualquier naturaleza, que satisfacen las condiciones
 - 1) Ausencia de planos a desnivel.
 - 2) La deformabilidad del diafragma es despreciable.
 - 3) La conexión entre el diafragma y los muros es eficaz.
- B) Edificio con diafragmas como los de la clase A, pero que no cumplen con la condición 1).
- C) Edificio con diafragmas como los de la clase A, pero que no cumplen con las condiciones 1) y 2).
- D) Edificio cuyos diafragmas no cumplen ninguna de las tres condiciones.

6. Configuración en planta

El comportamiento sísmico de un edificio depende de la forma en planta del mismo. En el caso de edificios rectangulares es significativo la relación $\beta_1 = a/L$ entre las dimensiones en planta del lado menor y mayor. También es necesario tener en cuenta las protuberancias del cuerpo principal mediante la relación $\beta_2 = b/L$. En la figura 5.2 se explica el significado de los dos valores que se deben reportar, para lo cual se evalúa siempre el caso más desfavorable.

7. Configuración en elevación

En el caso de edificios de mampostería, sobre todo para los más antiguos, la principal causa de irregularidad está constituida por la presencia de porches y torretas. La presencia de porches se reporta como la relación porcentual entre el área en planta del mismo y la superficie total del piso. La presencia de torretas de altura y masa significativa respecto a la parte restante del edificio se reporta mediante la relación T/H , tal como se indica en la figura 5.3. No se deben tener en cuenta las torretas de modesta dimensión tales como chimeneas, escapes de ventilación, etc.

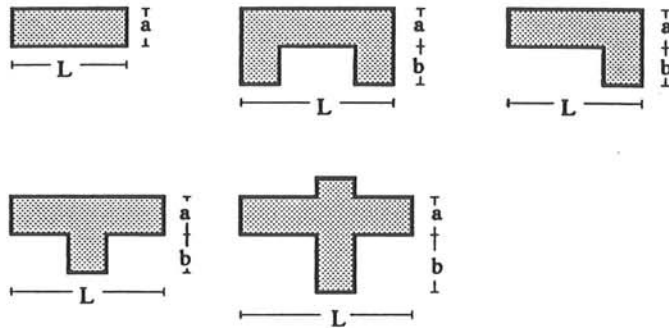


Fig. 5.2.- Ejemplo de configuraciones en planta.

También se reporta la variación de masa en porcentaje $\pm \Delta M/M$ entre dos pisos sucesivos, siendo M la masa del piso más bajo y utilizando el signo (+) si se trata de aumento o el (-) si se trata de disminución de masa hacia lo alto del edificio. La anterior relación puede ser sustituida por la variación de áreas respectivas $\pm \Delta A/A$, evaluando en cualquiera de los dos casos el más desfavorable.

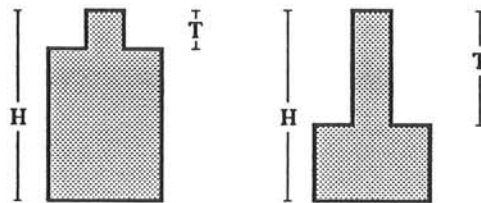


Fig. 5.3.- Ejemplo de configuraciones en elevación.

8. Distancia máxima entre los muros

Con este parámetro se tiene en cuenta la presencia de muros maestros intersectados por muros transversales ubicados a distancia excesiva entre ellos. Se reporta el factor L/S , donde L es el espaciamiento de los muros transversales y S el espesor del muro maestro, evaluando siempre el caso más desfavorable.

9. Tipo de cubierta

Se tiene en cuenta con este parámetro, la capacidad del techo para resistir fuerzas sísmicas. Se reporta una de las clases

- A) Edificio con cubierta estable y provisto de viga cunbrera. Edificio con cubierta plana.
- B) Edificio con cubierta estable y bien conectada a los muros, pero sin viga cunbrera. Edificio con cubierta parcialmente estable y provista de viga cunbrera.

- C) Edificio con cubierta inestable, provista de viga cumbreira.
- D) Edificio con cubierta inestable, sin viga cumbreira.

10. Elementos no estructurales

Se tiene en cuenta con este parámetro la presencia de, cornisas, parapetos o, cualquier elemento no estructural que pueda causar daño a personas o cosas. Se trata de un parámetro secundario, para fines de la evaluación de la vulnerabilidad, por lo cual no se hace ninguna distinción entre las dos primeras clases. Se reporta una de las clases

- A,B) Edificio sin cornisas y sin parapetos. Edificio con cornisas bien conectadas a la pared, con chimeneas de pequeña dimensión y de peso modesto. Edificio cuyo balcón forma parte integrante de la estructura de los diafragmas.
- C) Edificio con elementos de pequeña dimensión, mal vinculados a la pared.
- D) Edificio que presenta chimeneas o cualquier otro tipo de elemento en el techo, mal vinculado a la estructura. Parapetos u otros elementos de peso significativo, mal construidos, que pueden caer en caso de terremoto. Edificio con balcones construidos posteriormente a la estructura principal y conectados a ésta de modo deficiente.

11. Estado de conservación

Se reporta una de las clases

- A) Muros en buena condición, sin lesiones visibles.
- B) Muros que presentan lesiones capilares no extendidas, con excepción de los casos en los cuales dichas lesiones han sido producidas por terremotos.
- C) Muros con lesiones de tamaño medio entre 2 a 3 milímetros de ancho o con lesiones capilares producidas por sismos. Edificio que no presenta lesiones pero que se caracteriza por un estado mediocre de conservación de la mampostería.
- D) Muros que presentan, un fuerte deterioro de sus materiales constituyentes o, lesiones muy graves de más de 3 milímetros de ancho.

5.2.3.- Cálculos requeridos por los parámetros de naturaleza cuantitativa

Los cálculos requeridos por los parámetros de naturaleza cuantitativa son básicamente de dos tipos: el primer tipo consiste en la aplicación de fórmulas matemáticas sencillas y el segundo tipo consiste en la toma de decisiones con base en condiciones lógicas. En seguida se explican estos dos tipos de cálculos requeridos por los parámetros 3,6,7 y 8. La mayoría de las variables involucradas se han explicado con anterioridad en el apartado 5.2.2.

3. Resistencia convencional

El coeficiente sísmico C , se define como el factor entre la fuerza horizontal resistente al pie del edificio dividido entre el peso del mismo y está dado por la expresión

$$C = \frac{a_o \tau_k}{q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1.5 a_o \tau_k (1 + \gamma)}} \quad (5.3)$$

donde,

$$A = \min \{A_x ; A_y\} \quad (5.3.a)$$

$$B = \max \{A_x ; A_y\} \quad (5.3.b)$$

$$a_o = A/A_t \quad (5.3.c)$$

$$\gamma = B/A \quad (5.3.d)$$

$$q = \frac{(A + B) h}{A_t} P_m + P_s \quad (5.3.e)$$

El valor de q representa el peso de un piso por unidad de área cubierta y es igual al peso de los muros más el peso del diafragma horizontal, asumiendo que no existen variaciones excesivas de masa entre los diferentes pisos del edificio.

Finalmente, la atribución de este parámetro dentro de una de las cuatro clases A, B, C, D se hace por medio del factor $\alpha = C/\bar{C}$, en donde \bar{C} es un coeficiente sísmico de referencia que se toma como 0.4

- A) Edificio con $\alpha \geq 1$.
- B) Edificio con $0.6 \leq \alpha < 1$.
- C) Edificio con $0.4 \leq \alpha < 0.6$.
- D) Edificio con $\alpha < 0.4$.

6. Configuración en planta

La asignación de este parámetro dentro de una de las cuatro clases, se realiza con base en las condiciones

- A) Edificio con $\beta_1 \geq 0.8$ ó $\beta_2 \leq 0.1$.
- B) Edificio con $0.8 > \beta_1 \geq 0.6$ ó $0.1 < \beta_2 \leq 0.2$.
- C) Edificio con $0.6 > \beta_1 \geq 0.4$ ó $0.2 < \beta_2 \leq 0.3$
- D) Edificio con $0.4 > \beta_1$ ó $0.3 < \beta_2$.

7. Configuración en elevación

La asignación de este parámetro, dentro de una de las cuatro clases, se realiza con base en las condiciones

- A) Edificio con $-\Delta M/M < 10\%$
- B) Superficie porche $< 10\%$ ó $10\% \leq -\Delta M/M < 20\%$.
- C) Superficie porche = $10\% \sim 20\%$ ó $-\Delta M/M > 20\%$ ó $T/H < 2/3$.
- D) Superficie porche $> 20\%$ ó $\Delta M/M > 0$ ó $T/H > 2/3$.

8. Distancia máxima entre los muros

La asignación de este parámetro, dentro de una de las cuatro clases, se realiza con base en las condiciones

- A) Edificio con $L/S < 15$
- B) Edificio con $15 \leq L/S < 18$
- C) Edificio con $18 \leq L/S < 25$
- D) Edificio con $L/S \geq 25$

5.3.- FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

En este método, las funciones de vulnerabilidad relacionan el índice de vulnerabilidad VI con el daño del edificio D condicionado sobre la intensidad sísmica; es decir, si se modifica el grado de intensidad entonces se modifica la regresión $VI - D$. A continuación se describen los diferentes tipos de regresiones propuestas para las funciones de vulnerabilidad.

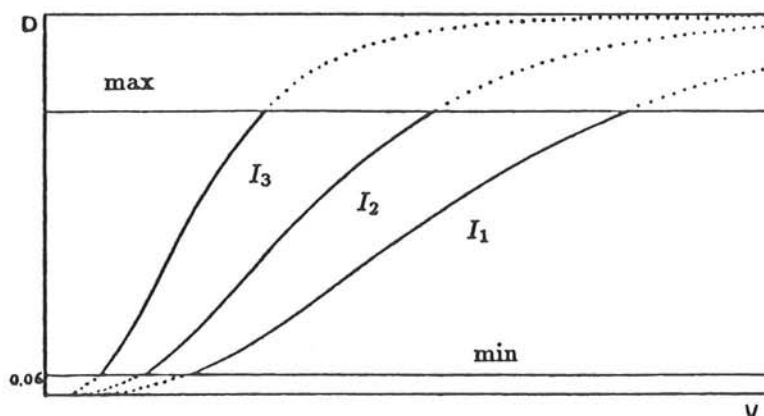


Fig. 5.4.- Funciones de vulnerabilidad teórica propuestas por Cartapati et al. [16]

Cartapati et al. proponen en la referencia [16] las curvas de regresión teórica que se muestran en la figura 5.4. Estas curvas se definen con base en las siguientes consideraciones

- La vulnerabilidad V se define en una escala desde 0 hasta ∞ ó si se utiliza el VI desde 0 hasta 382.5.
- El daño D se define en una escala desde 0 hasta 1.

- Cuando la vulnerabilidad es nula, el daño esperado debe ser cero; es decir, las curvas deben pasar por el origen de coordenadas.
- Cuando la vulnerabilidad tiende a ∞ , el daño debe tender hacia la unidad.
- Cuando la vulnerabilidad se incrementa, el daño también debe incrementarse.
- Cuando la vulnerabilidad es pequeña el daño esperado debe ser casi inexistente; es decir, la curva debe ser tangente al eje de las abscisas en el origen.

Todas las anteriores características se cumplen con una regresión del tipo

$$D = \left(1 - e^{-\alpha V}\right)^{\beta}, \quad \beta > 1 \quad (5.4)$$

donde los coeficientes de regresión α, β dependen de la intensidad sísmica de los datos analizados.

Además de las anteriores consideraciones, se proponen otras de tipo práctico. Debido a la dificultad para detectar los daños por debajo de un nivel mínimo, la curva de vulnerabilidad pierde su significado cerca del origen, por lo tanto, se debe fijar un límite mínimo bajo el cual el daño se considera inexistente. Por otro lado, considerando que los valores más elevados en una escala de daño cualquiera corresponden a situaciones en las cuales se pierde toda la funcionalidad del edificio, aún cuando no se haya alcanzado el valor máximo de daño, se debe fijar también un límite máximo sobre el cual el daño se considera total.

Teniendo en cuenta estas nuevas consideraciones, Cartapati et al. proponen una escala de daño que considera el deterioro sufrido por el edificio desde un punto de vista funcional, destacando sobre todo el aspecto estructural. De esta forma la expresión que da el nivel de daño es

$$D = 0.1 I_{max} + 0.9 \bar{I} H \quad (5.5)$$

donde I_{max} es el nivel de daño máximo en los elementos estructurales, con valores entre 1 y 3, \bar{I} es el nivel de daño promedio en los elementos estructurales y H es el porcentaje de elementos afectados.

Si se establece un límite máximo de daño para la función de vulnerabilidad con la condición $\bar{I} H = 1.5$ que corresponde a que un edificio se considera totalmente dañado si supera un nivel de daño promedio igual a 2, en el 75% de sus elementos resistentes, entonces la ecuación 5.5 se transforma en

$$D = 0.06 I_{max} + 0.54 \bar{I} H \quad (5.6)$$

con lo cual se establece a su vez un límite mínimo de daño para la función de vulnerabilidad igual a 0.06.

La regresión teórica de la ecuación 5.4 no se utiliza en la práctica para casos reales, por el contrario, se prefieren regresiones más simples como, por ejemplo, la de tipo lineal utilizada en la referencia [17]

$$D = a + b VI \tag{5.7}$$

donde el daño D se basa en la escala descrita por la ecuación 5.6 y los coeficientes de regresión a, b varían de acuerdo a la intensidad sísmica de la muestra de datos.

Braga et al. también utilizan una función de vulnerabilidad de tipo lineal en la referencia [18], pero el daño del edificio lo expresan a través de un *índice de daño* D el cual se determina mediante la suma de los puntajes asignados a seis tipos de componentes estructurales tales como: muros, techos, escaleras, etc; por medio de una escala de daño observado de ocho niveles.

Benedetti et al. proponen en la referencia [19] una regresión de tipo parabólico para la función de vulnerabilidad

$$d = a_0 + a_1 VI + a_2 (VI)^2 \tag{5.8}$$

donde los coeficientes de regresión a_0, a_1, a_2 varían con la intensidad sísmica, como se observa en la figura 5.5. En dicha figura se muestra el valor de los tres coeficientes de regresión, para distintos valores de intensidad sísmica I en la escala MSK. Esta figura ha sido elaborada con los datos de daño de los edificios de mampostería de piedra de las poblaciones de Friuli y Gubbio en Italia.

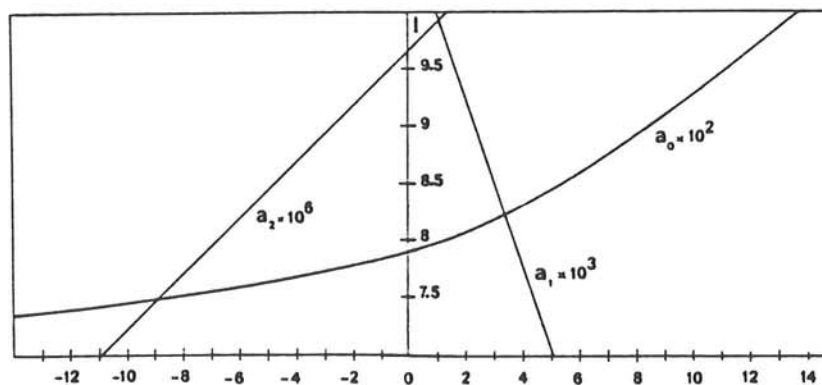


Fig. 5.5.- Coeficientes de regresión para las funciones de vulnerabilidad propuestas por Benedetti et al. [19]

En la ecuación 5.8 el parámetro d es el *grado de daño*, que se define mediante la suma de los puntajes asignados a los componentes del edificio tales como: muros, techos, diafragmas, cimientos y elementos no estructurales; de acuerdo a una escala de daño observado de cinco niveles, que varían desde 0 hasta 4. Con el propósito de que el grado de daño d quede normalizado en una escala unitaria, se divide por el máximo puntaje que es posible asignar, el cual equivale a $d = 20$.

Angeletti et al. proponen en la referencia [20] una regresión para la función de vulnerabilidad del tipo

$$D = 100 \left[\rho + k VI + \frac{(VI)^2}{(VI)^2 + A^2} \right] \tag{5.9}$$

donde los coeficientes de regresión ρ , k , A dependen de la intensidad sísmica I , como se observa en la tabla 5.2. En esta tabla se muestra el valor de dichos coeficientes para diferentes grados de intensidad sísmica en la escala MCS la cual, según la referencia [50], es equivalente en grados a la escala MSK. Esta tabla se ha elaborado con los datos de daño de los edificios de mampostería de las poblaciones de Venzona y Barrea en Italia. Los coeficientes de regresión para los grados de intensidad 6,8 y 10, los cuales no fueron sentidos en estos dos sitios, han sido extrapolados de los datos reales por medio de un procedimiento que se describe detalladamente en dicha referencia. Esta curva de vulnerabilidad se muestra en la figura 4.1 y se utiliza en el programa desarrollado para la estimación de escenarios de daño.

I	ρ	k	A
6	-0.08934	-0.00115	-325.75729
7	-0.03505	-2.07E-05	-484.56637
8	-0.00861	4.643E-04	-369.08006
9	0.05	0.00108	-259.31143
10	0.17	0.00239	-211.40255

Tab. 5.2.- Coeficientes de regresión para las funciones de vulnerabilidad propuestas por Angeletti et al. [20]

Por otro lado, en la ecuación 5.9 el *índice de daño* D se define de forma similar al utilizado por otros autores, es decir, mediante la asignación de puntajes a los componentes estructurales tales como: elementos verticales, elementos horizontales, muros divisorios y elementos no estructurales. El resultado final es un índice de daño D que varía entre 0 y 100.

5.4.- CORRECCIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

Los coeficientes de correlación para las regresiones $VI - D$ obtenidas en Italia, por diferentes autores, varían entre el 66 y el 83% en el mejor de los casos, lo que ratifica al método del índice de vulnerabilidad como un procedimiento aceptable para la mitigación del riesgo sísmico a escala urbana. La dispersión que se observa, en casos reales, puede atribuirse a cualquiera de las tres variables involucradas en la definición de las funciones de vulnerabilidad: al parámetro que describe la acción sísmica I , al daño D o al índice de vulnerabilidad VI .

El uso de un único parámetro para describir la acción sísmica, proporciona limitada información en la caracterización del movimiento del terreno. Esto resulta, en la dispersión de los efectos producidos por diferentes terremotos caracterizados por el mismo valor del parámetro considerado que, para el caso en consideración, es la intensidad sísmica I en la escala MSK. Sin embargo, el uso

de un único parámetro es comunmente aceptado en la práctica, en lugar de otro procedimiento más complejo, con el propósito de facilitar la compatibilidad con los métodos ya existentes para la descripción de la peligrosidad sísmica y por la simplificación que supone para las operaciones de convolución durante el cálculo del riesgo.

Por otro lado, la incompleta descripción del daño del edificio, que puede resultar de la utilización de parámetros basados en escalas subjetivas de daño observado, también contribuye con la dispersión observada en las regresiones $VI - D$. Sin embargo, en la práctica se prefieren este tipo de parámetros, en lugar de otros más objetivos, con el propósito de facilitar y agilizar las investigaciones posterremoto.

La alternativa que queda es la propia corrección del índice de vulnerabilidad, lo cual puede efectuarse básicamente mediante dos tipos de procedimientos: la corrección de los pesos W_i atribuidos de forma empírica en la escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini, o por medio de la identificación, en dicha escala, de los parámetros más relevantes en la descripción del comportamiento sísmico de los edificios.

La corrección de los pesos se puede efectuar, mediante la optimización de parámetros por mínimos cuadrados o, mediante un procedimiento iterativo como el que se describe en la referencia [17] el cual consiste en expandir la correlación lineal propuesta en la ecuación 5.7 con la ecuación 5.1, con lo cual se obtiene

$$D = a + b K_1 W_1 + b K_2 W_2 + \dots + b K_{11} W_{11} \quad (5.10)$$

Si a la vez se efectúa una regresión múltiple de los datos, asumiendo a los once parámetros V_i de la escala de vulnerabilidad como variables independientes, se tiene que

$$\begin{aligned} D &= A + B_1 V_1 + B_2 V_2 + \dots + B_{11} V_{11} \\ &= A + B_1 K_1 W_1 + B_2 K_2 W_2 + \dots + B_{11} K_{11} W_{11} \end{aligned} \quad (5.11)$$

donde A, B_i son los coeficientes de regresión.

Si se comparan las ecuaciones 4.10 y 4.11 se determina una ecuación para los pesos corregidos W_i' de la forma

$$W_i' = \frac{b W_i}{B_i}, \quad i = 1 \dots 11 \quad (5.12)$$

Una vez obtenidos los anteriores pesos se puede calcular una nueva regresión lineal de la cual se obtiene un valor b' y una nueva regresión múltiple de la cual se obtiene otros valores B_i' , con los cuales se puede corregir una vez más los pesos mediante la ecuación 5.12 y así sucesivamente se repite el proceso hasta que converge, en cuyo caso la variable $a = A$.

Con correcciones de este tipo los coeficientes de correlación, para las funciones de vulnerabilidad obtenidas por diferentes autores, han sido hasta del 87% en el mejor de los casos.

La identificación de los parámetros más relevantes en la descripción del comportamiento sísmico de edificios generalmente se hace, eliminando sistemáticamente alguno de ellos del análisis de regresión y observando si de esa forma la correlación entre $VI-D$ mejora o, por el contrario, se deteriora. También, si se observa los pesos corregidos resultantes de una optimización de parámetros, se puede llegar a despreciar aquellos parámetros que menos aportan en la definición del índice de vulnerabilidad. En cualquiera de los dos casos, la identificación de parámetros se estudia con miras a una posible reducción del formulario para el levantamiento de la vulnerabilidad y en general para hacer más eficiente al método del índice de vulnerabilidad.

5.5.- INTERPRETACIÓN PROBABILÍSTICA DEL MÉTODO

La interpretación probabilística del método del índice de vulnerabilidad se basa en las definiciones de riesgo específico descritas en el capítulo 2. En este caso particular las variables involucradas son: intensidad, daño e índice de vulnerabilidad. Estas variables pueden ser consideradas continuas en su rango de definición y además aleatorias. De esta forma, la probabilidad de obtener un nivel de daño determinado \bar{d} puede expresarse como [19,23]

$$F(\bar{d}) = \int_0^{\bar{d}} \int_0^{VI_{max}} \int_0^{I_{max}} f(d | VI, I) f(VI) f(I) dI dVI dd \quad (5.13)$$

donde $F(\bar{d})$ es el valor de la distribución de daño acumulada para $d = \bar{d}$. La expresión $f(d | VI, I)$ es la función de densidad de daño condicionada sobre el índice de vulnerabilidad y sobre la intensidad. Las otras dos expresiones $f(VI)$, $f(I)$, son las funciones de densidad del índice de vulnerabilidad y de la intensidad, respectivamente. Estas dos últimas variables se consideran estadísticamente independientes.

Si se observa la ecuación 5.13 se puede concluir que, para el valor de daño máximo $\bar{d} = d_{max}$, el valor de la función de distribución de daño acumulada es igual al riesgo específico S o, lo que es lo mismo, $S = F(d_{max})$.

La forma de las distribuciones a utilizar en la ecuación 5.13 puede deducirse de los datos disponibles. Se ha observado que, para determinados intervalos de ΔI y ΔVI , la distribución del daño condicionado sobre estos dos valores, es normal. De esta forma, se pueden obtener valores discretos de la probabilidad de daño condicionada $P[d | \Delta VI, \Delta I]$, los cuales conforman los coeficientes de una especie de DPM pero en tres dimensiones. En este caso, la dimensión adicional corresponde a los rangos del VI .

En casos reales se observa que la distribución de VI también es normal. Por otro lado, la expresión para la distribución de intensidades puede derivarse, de la relación entre el número de eventos anuales con intensidad mayor que I versus I o, mediante un cálculo más sofisticado de la peligrosidad sísmica.

Así pues, la ecuación 5.13 puede expresarse de forma discretizada como

$$\begin{aligned}
 P[d_i < d < d_{i+1}] &= \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m P[d_i < d < d_{i+1} \mid VI_j < VI < VI_{j+1}, I_k < I < I_{k+1}] \\
 &\times P[VI_j < VI < VI_{j+1}] \times P[I_k < I < I_{k+1}]
 \end{aligned}
 \tag{5.14}$$

donde $P[d_i < d < d_{i+1}]$ es la probabilidad de daño entre valores d_i y d_{i+1} . El primer término del lado derecho es la probabilidad de daño entre los dos niveles anteriores, condicionada sobre el índice de vulnerabilidad y la intensidad. 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 ΔVI y n el número total de intervalos ΔI .

La definición de riesgo específico S utilizando la ecuación 5.14 es

$$S = \sum_i P[d_i < d < d_{i+1}]
 \tag{5.15}$$

La formulación descrita anteriormente permite recalcular los valores de probabilidad de daño luego de modificar, por alguna razón, la distribución del índice de vulnerabilidad. Esto puede ocurrir como consecuencia de la intervención sobre las edificaciones, con el objeto de mejorar la resistencia de las mismas, o a través de la simulación "a priori" de los efectos que dicha intervención causaría en el riesgo sísmico esperado [24-26].

5.6.- COMENTARIOS SOBRE EL MÉTODO

Una de las ventajas del método es la relativa facilidad con la que se describe la vulnerabilidad del edificio por medio del índice de vulnerabilidad. Este índice por sí solo puede ser utilizado como herramienta de decisión en los planes de mitigación de desastres a escala urbana. Respecto a ésto se puede decir que el método del índice de vulnerabilidad provee un nivel de detallamiento superior al de los métodos basados en tipologías estructurales, tal como los que utilizan matrices de probabilidad de daño para la descripción de la vulnerabilidad de los edificios. La mejor resolución de este método se debe a la descripción de la tipología del edificio mediante una escala continua representada por el VI . Por otro lado, la extensa base de datos recolectada en Italia ha mostrado la relativa eficacia con la que este método describe la vulnerabilidad de los edificios de mampostería. Esto se observa en las correlaciones obtenidas, por diferentes autores, para las regresiones $VI - D$ las cuales son significativas. Sin embargo, también se puede asumir como una desventaja el hecho de que, para mejorar la correlación entre VI y D , se requiere de correcciones sintéticas como las descritas en el apartado 5.4.

Un inconveniente que se presenta para la definición de las funciones de vulnerabilidad consiste en que, para su deducción, se requieren datos de daño observado los cuales no están disponibles en la mayoría de los casos. Por esta

razón la implementación de este método, en tales casos, requiere de la adopción de curvas de regresión obtenidas para otros sitios, en donde se haya elaborado un estudio completo sobre regresiones $VI - D$, sin tener en cuenta las diferencias que pueden existir en cuanto a la técnica o a la forma de construcción.

Un estudio estadístico de los datos proporcionados por el formulario de encuesta puede resultar en la identificación de los parámetros más negativos desde el punto de vista sísmico, con lo cual se pueden llegar a tomar medidas de reforzamiento particulares a cada caso. En este sentido, la formulación descrita en el apartado 4.6 puede ser una alternativa muy interesante, con miras a un análisis de costo-beneficio sobre el reforzamiento de las estructuras más deficientes.

El método utiliza la experiencia del experto como base de conocimiento para determinar la vulnerabilidad de los edificios. Por una parte, este conocimiento tiene un valor incalculable a la hora de predecir efectos cuya modelación matemática aún no está bien desarrollada pero, por otro lado, esta información debe ser utilizada con cautela debido a que la opinión subjetiva del observador es difícil de "calibrar". En este sentido, la implementación del método del índice de vulnerabilidad en sistemas diseñados especialmente para el tratamiento de este tipo de información como, por ejemplo, un *Sistema Experto KBES* (knowledge based expert systems), puede ser una alternativa interesante [27-36].

5.7.- ANÁLISIS DEL RIESGO SÍSMICO EN ZONAS URBANAS

5.7.1.- Alternativas para la reducción del riesgo

Al observar la definición del riesgo sísmico específico, dada en el capítulo 2, se puede deducir que para su reducción existen básicamente dos alternativas. La primera, consiste en ubicar las estructuras en sitios de baja peligrosidad, lo cual es viable únicamente para las estructuras que se van a construir y puede llevarse a cabo mediante una planificación física y urbana adecuada, con la ayuda de estudios de microzonificación. La segunda, consiste en modificar la propia vulnerabilidad de las estructuras.

La reducción de la vulnerabilidad sísmica, de estructuras que se van a construir, puede efectuarse mediante

- a) El mejoramiento de los códigos de construcción sismo-resistentes.
- b) La supervisión estricta de los procedimientos de construcción.

Por el contrario, la reducción de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes, puede efectuarse mediante el reforzamiento de las estructuras inadecuadas y, en casos de estructuras altamente peligrosas en las que esta medida no sea suficiente, su demolición.

Para tomar las medidas adecuadas es obvio que primero se deben identificar, dentro de una zona urbana, los edificios sísmicamente deficientes. Es aquí donde se deduce que la importancia de los estudios de vulnerabilidad no reside únicamente en que son indispensables para la determinación del riesgo sísmico, sino también en que constituyen un instrumento clave para los planes de mitigación de desastres.

5.7.2.- Cálculo del riesgo utilizando el ordenador

Para el cálculo de la vulnerabilidad sísmica en zonas urbanas y para la estimación de escenarios de daño, supuesto un sismo de una determinada intensidad, el ordenador llega a ser una herramienta de gran utilidad. El método del índice de vulnerabilidad se ha programado en un *Sistema de Información Geográfico* GIS (geographic information system) para facilitar el análisis y la representación de los resultados, con miras a la búsqueda de estrategias tendientes a la reducción del riesgo sísmico en una población determinada.

De forma muy resumida se puede decir que un sistema de información geográfico combina las utilidades básicas de un sistema gráfico con la potencia y capacidad de una base de datos relacional, compartiendo información de estos dos sistemas de forma transparente para el usuario [37].

La principal diferencia de los GIS con otro tipo de software para la representación gráfica de información, tal como los CAD (computer aided design), consiste básicamente en que éstos mantienen la relación espacial de los objetos almacenados en la memoria del ordenador y permiten la asignación a dichos objetos de cualquier información que sea posible almacenar en una base de datos. Esta información hace posible que los objetos no solo puedan ser relacionados entre sí de forma gráfica sino también mediante operaciones lógicas o matemáticas, complejas.

Cada día se hace más común la utilización de los GIS para el manejo, tratamiento, representación e interpretación de la información que normalmente se utiliza durante diversos estudios dentro del campo de la ingeniería sísmica, especialmente en el área de la peligrosidad [38-41]. Por ejemplo, la información relacionada con la posición del nivel freático y la distribución espacial de las diferentes capas de suelo con sus respectivas propiedades geotécnicas, puede ser introducida en un GIS con el propósito de analizar los efectos de amplificación local, el potencial de licuefacción o la posibilidad de deslizamientos del terreno, parámetros básicos para un estudio de microzonificación. Además debido a que, generalmente, un proyecto de tal magnitud no puede ser completado de una primera vez, se llega a requerir de una herramienta que permita la renovación o el mejoramiento continuo de la información a medida que ésta vaya siendo disponible [42]. Otra aplicación de los GIS donde también se requiere establecer relaciones espaciales entre los objetos del estudio aparece, por ejemplo, cuando se conoce la frecuencia fundamental de vibración de los edificios de una zona urbana determinada y por otro lado se tiene la distribución de las frecuencias predominantes de vibración de las columnas de suelo en dicha zona. Una superposición de la información contenida en estos dos mapas temáticos puede resultar en la distribución probable de los daños en los edificios debidos al fenómeno de resonancia entre el suelo y la estructura.

La propia definición del riesgo sísmico específico plantea la utilización de la tecnología GIS para facilitar el proceso de convolución entre la vulnerabilidad y la peligrosidad sísmica de los elementos en riesgo. De esta forma, como se observa en el ejemplo de la figura 5.6, la probabilidad de obtener diferentes niveles de daño en los edificios de una zona urbana, bajo una condición sísmica en particular, se almacena en una mapa de vulnerabilidad V . Por otro lado, mediante el estudio de

la peligrosidad sísmica a escala local se delimitan las zonas con igual probabilidad de ocurrencia, para un sismo en particular, lo que se almacena en un mapa H . Finalmente, la superposición de la información contenida en estos dos mapas temáticos da lugar a un mapa de riesgo específico S [43].

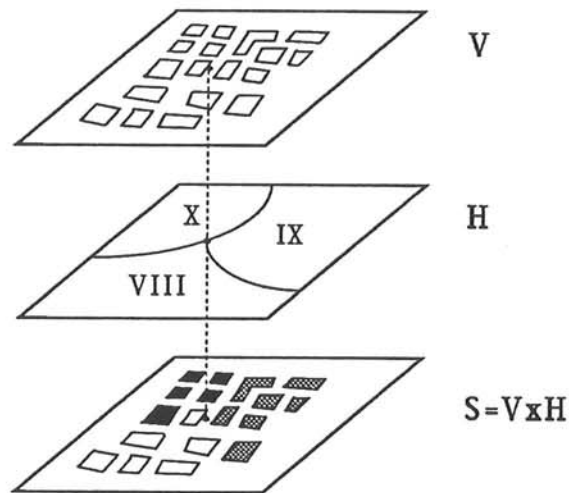


Fig. 5.6.- Obtención de un mapa de riesgo específico.

Se puede encontrar en la literatura varios ejemplos de mapas de vulnerabilidad y de escenarios de daño para zonas urbanas [44-49]. El objetivo primordial de estos mapas es el de establecer criterios de decisión útiles en los planes para la reducción del riesgo sísmico. Por otro lado, los mapas también contribuyen en el manejo de los problemas que surgen después de la ocurrencia de un terremoto, ya que pueden dar indicaciones aproximadas sobre las áreas más afectadas de una ciudad y posteriormente permiten fijar las prioridades necesarias durante los planes de reconstrucción.

5.8.- EJEMPLO DE APLICACIÓN

5.8.1.- Zona urbana estudiada

La zona urbana estudiada corresponde a un sector del Eixample, el barrio emblemático de Barcelona, que cuenta con una superficie de 750 hectáreas y una población de 288512 habitantes en 1986. La riqueza de sus promotores convirtió esta nueva ciudad en un conjunto urbanístico lleno de singulares construcciones, erigidas según las pautas arquitectónicas y decorativas de lo que en Europa se conocía como Modernismo, Modern Style, Art Nouveau, Jugendstil o Floreale. La cuadrícula octogonal característica de este entramado urbano, diseñada por Ildefonso Cerdá, es una de las peculiaridades urbanísticas de Barcelona.

La muestra analizada consta de 9 manzanas en las cuales existen 181 edificios de mampostería no reforzada de ladrillo y 35 edificios de otras características como,

por ejemplo, edificios de hormigón armado, edificios metálicos, iglesias, etc. A este último grupo de edificios se les llama *edificios especiales* debido a que el cálculo de su vulnerabilidad no se considera en este estudio. En este conjunto de edificios pueden estar viviendo actualmente cerca de 6700 personas. En la figura 5.7 se aprecia la ubicación del Eixample en Barcelona. En la figura 5.8 se observa un acercamiento de la zona, mostrando la típica disposición de los edificios.

5.8.2.- Procedimiento utilizado

El procedimiento utilizado para el estudio de vulnerabilidad en el sector del Eixample consiste, básicamente, de 3 fases:

- 1) Obtención de datos: En esta fase se recoge toda la información que puede ser útil durante el proceso. Se obtiene un mapa del sector, digitalizado por el Instituto Cartográfico, con la información completa sobre parcelas, solares, patios interiores, delimitación de edificios, número de pisos, dirección postal, etc. Por otro lado se analizan exhaustivamente los planos de construcción de cerca de 25 edificios del Eixample, contenidos en el Archivo Histórico del Colegio de Arquitectos, con el propósito de derivar características comunes en los edificios que faciliten las investigaciones de campo. Se efectúa una visita a cada una de las edificaciones con el propósito de verificar la información contenida en el mapa digital y obtener los datos del formulario de levantamiento. Finalmente se organizan los edificios estudiados de manera aleatoria, en manzanas similares a las reales.
- 2) Tratamiento de datos: En esta fase se efectúa el tratamiento de la información almacenada en la fase 1. Se hace una regresión estadística de los datos obtenidos de los planos del archivo histórico, los cuales se muestran en las figuras 5.9 a 5.12, inclusive. En estas figuras A_x , A_y son las áreas de muros y L_x , L_y las dimensiones en planta del edificio en los ejes X e Y, respectivamente. V_c es el volumen del edificio el cual se calcula con la expresión

$$V_c = N_p h (L_x L_y) \quad (5.16)$$

donde N_p es el número de pisos y h la altura media de los pisos.

Se utilizan las ecuaciones de regresión de las figuras 5.9 y 5.11, como datos de información en los formularios de levantamiento. La ecuación de la figura 5.12, a pesar de que tiene un alto coeficiente de correlación r , no se utiliza por que sobre-estima la capacidad de los edificios con áticos y sobre-áticos construidos posteriormente al diseño original del edificio, práctica común en las construcciones del Eixample. Finalmente, se identifican los edificios en el mapa digital de la zona simulada, con lo cual se determinan los parámetros que hacen falta para completar la información de los formularios de levantamiento.

- 3) Proceso de cálculo: En la última fase se utilizan los programas de ordenador implementados en el GIS para calcular vulnerabilidad y estimar escenarios de daño.



Fig. 5.7.- Ubicación del "Eixample" en Barcelona

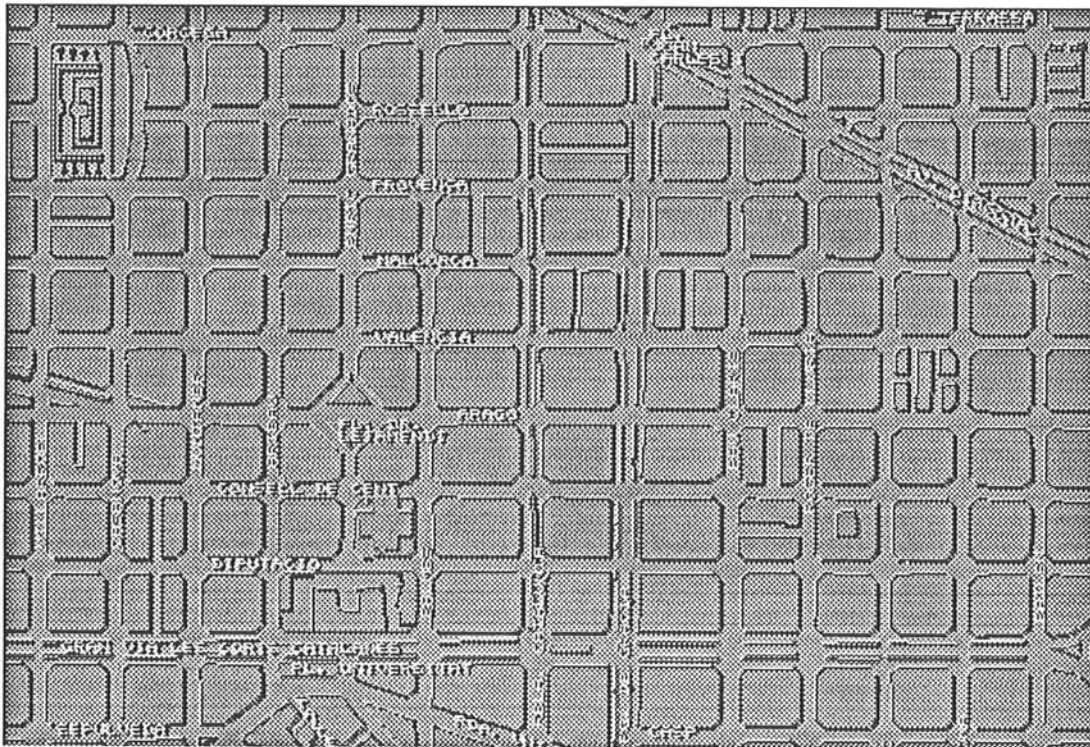


Fig. 5.8.- Vista de la disposición típica de los edificios del Eixample

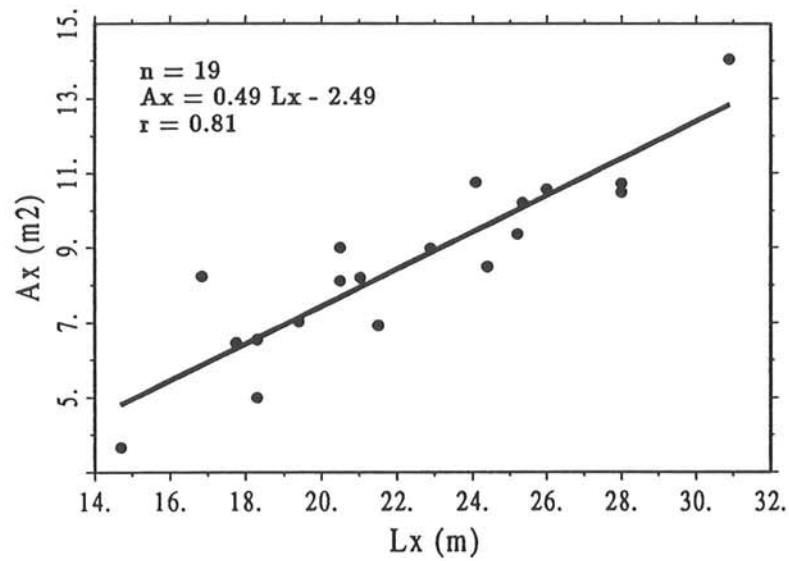


Fig. 5.9.- Área de muros en función de la dimensión en planta del edificio para el eje X.

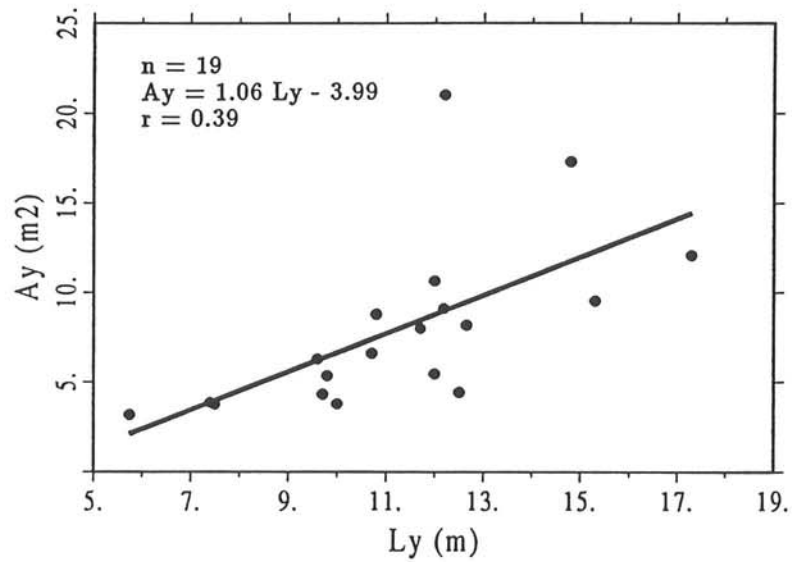


Fig. 5.10.- Área de muros en función de la dimensión en planta del edificio para el eje Y.

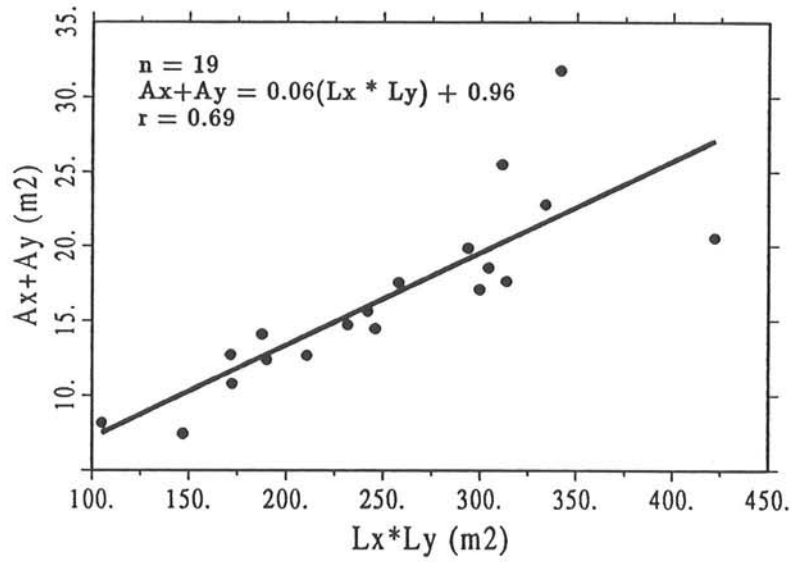


Fig. 5.11.- Área total de muros en función de la superficie en planta del edificio.

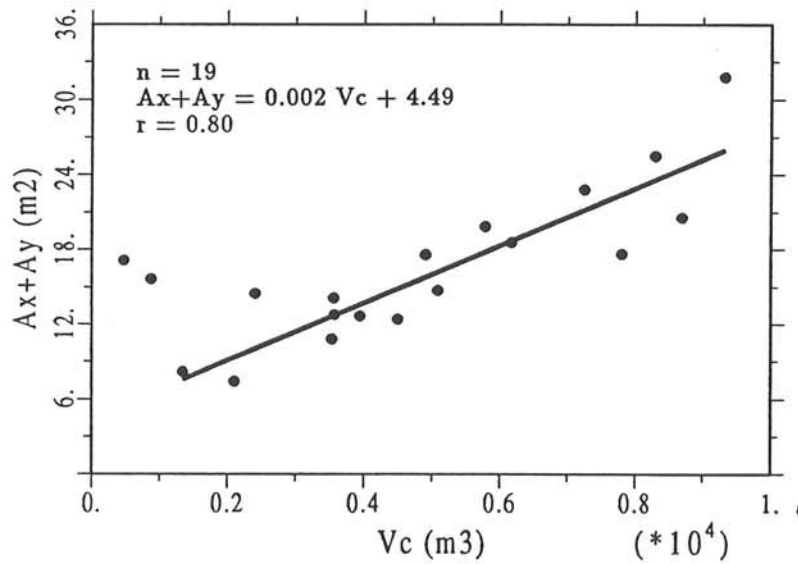


Fig. 5.12.- Área total de muros en función del volumen del edificio.

5.8.3.- Resultados obtenidos

En el mapa de la figura 5.15 se representa el índice de vulnerabilidad de cada edificio, para cinco diferentes rangos: bajo $VI \leq 150$, medio-bajo $150 < VI \leq 170$, medio $170 < VI \leq 190$, alto $190 < VI \leq 230$ y muy alto $VI > 231$. 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 41 edificios (23%) 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.

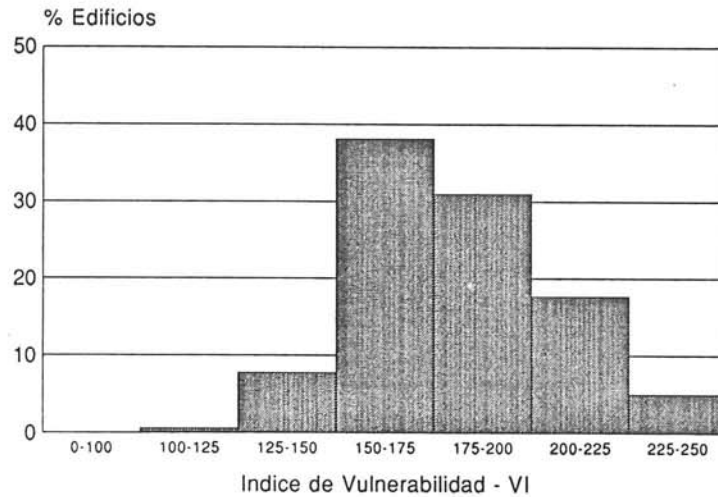


Fig. 5.13.- Histograma de frecuencias del índice de vulnerabilidad.

En la figura 5.13 se muestra la distribución de frecuencias del índice de vulnerabilidad para la zona de estudio. Se observa claramente que la tendencia de VI es de valores medios a altos, con un promedio de 181.

La gráfica 5.14 muestra los edificios estudiados. Aquellos que no están identificados son edificios de hormigón armado y especiales. En los mapas de las figuras 5.16, 5.17 y 5.18 se muestran tres posibles escenarios de daño, asumiendo diferentes intensidades del sismo. Se representan cinco rangos 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 $60 < D \leq 80$, colapso $D > 80$. Se observa claramente que la extensión del daño es más grande, cuanto mayor el grado de intensidad.

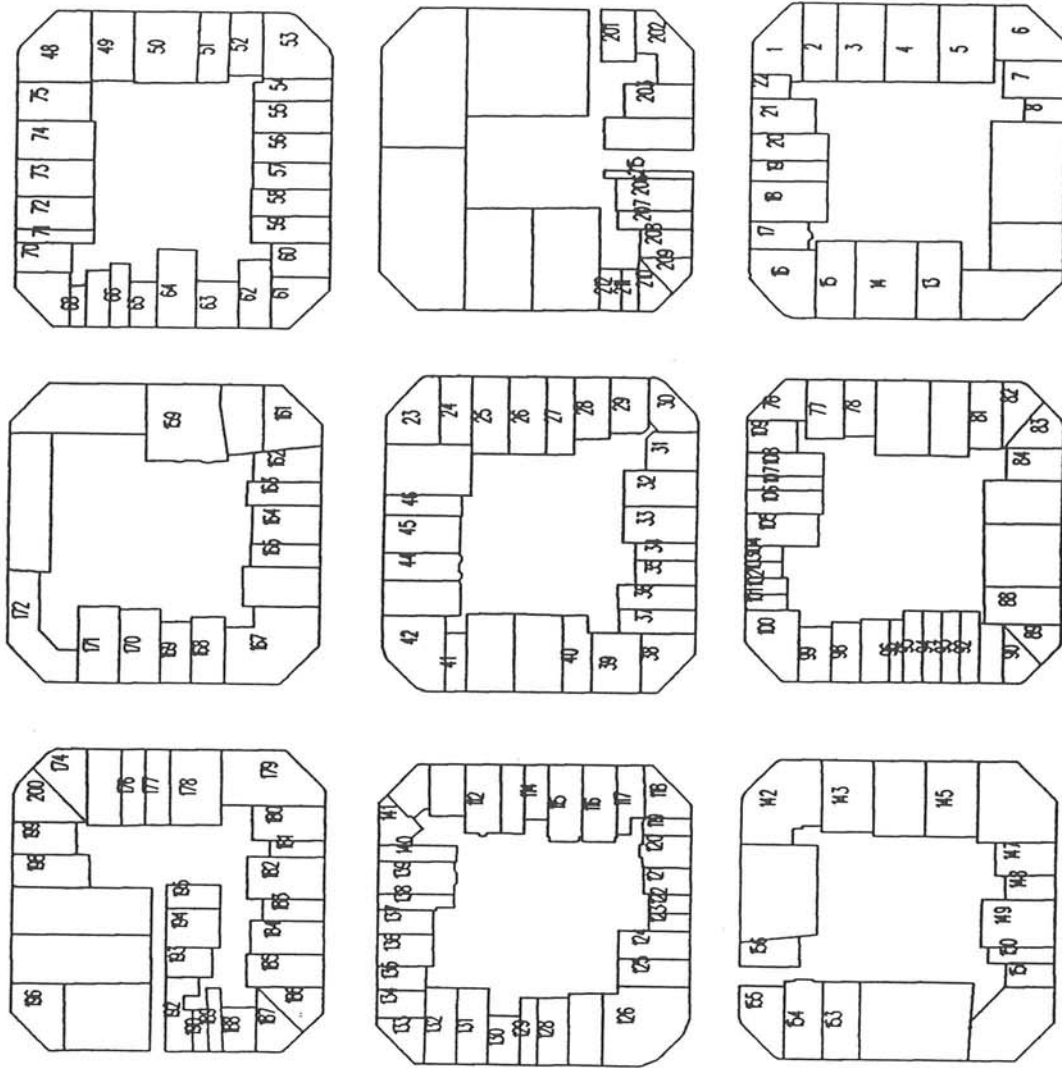


Fig 5.14.- Disposición de los edificios estudiados.

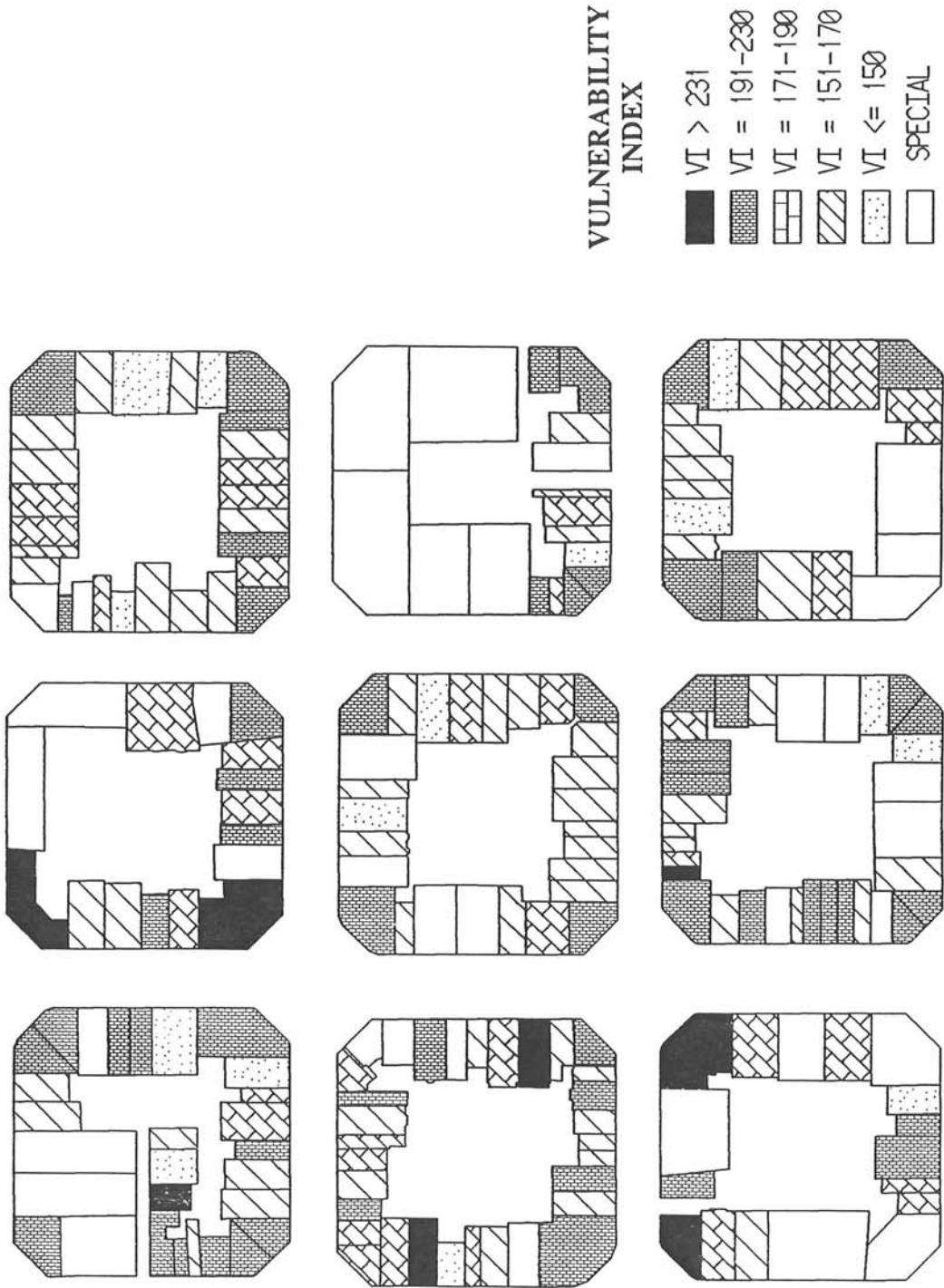


Fig. 5.15.- Mapa de vulnerabilidad del sector estudiado.

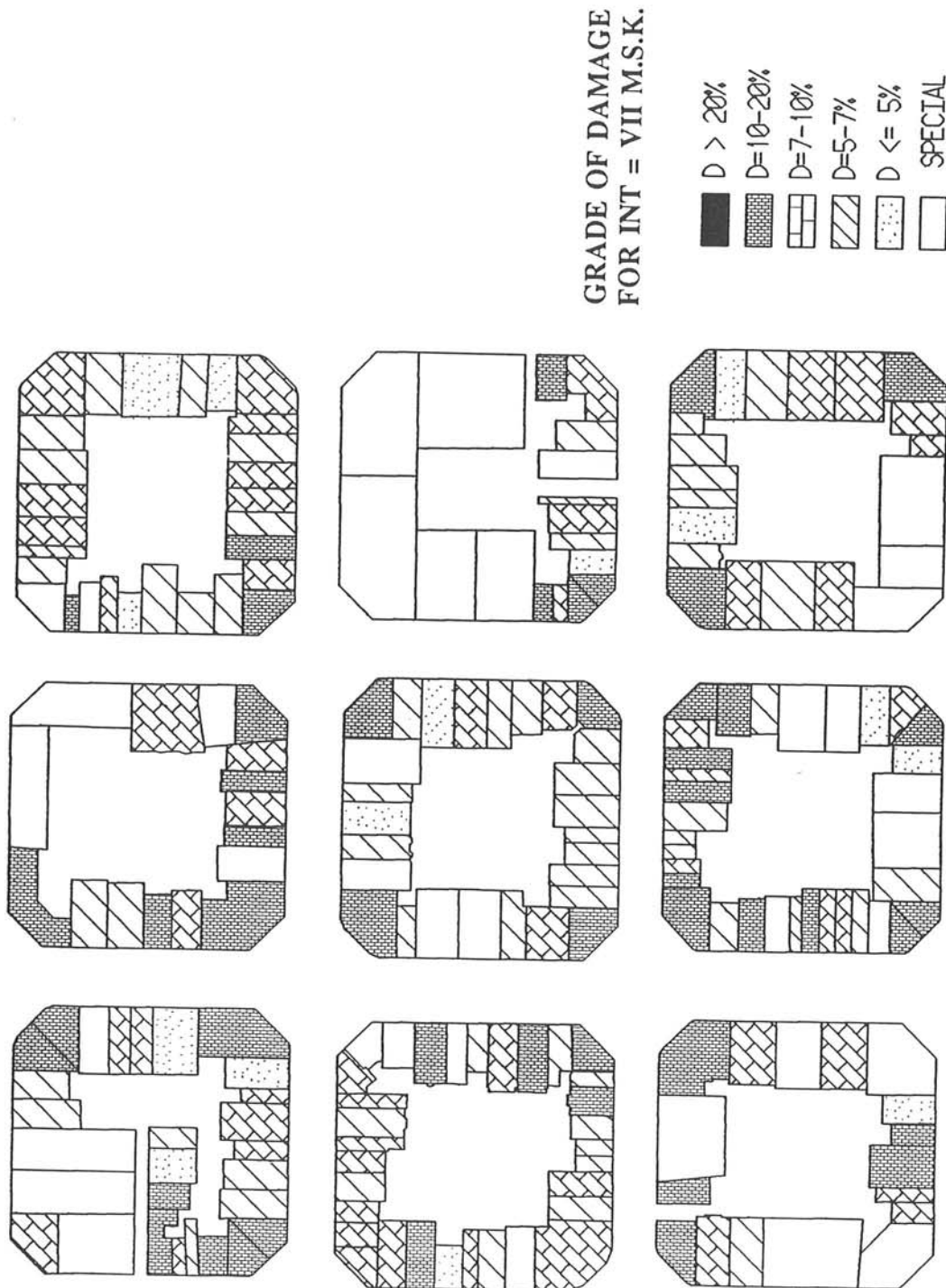


Fig. 5.16.- Escenario de daño para sismos de $I = 7$ MSK.

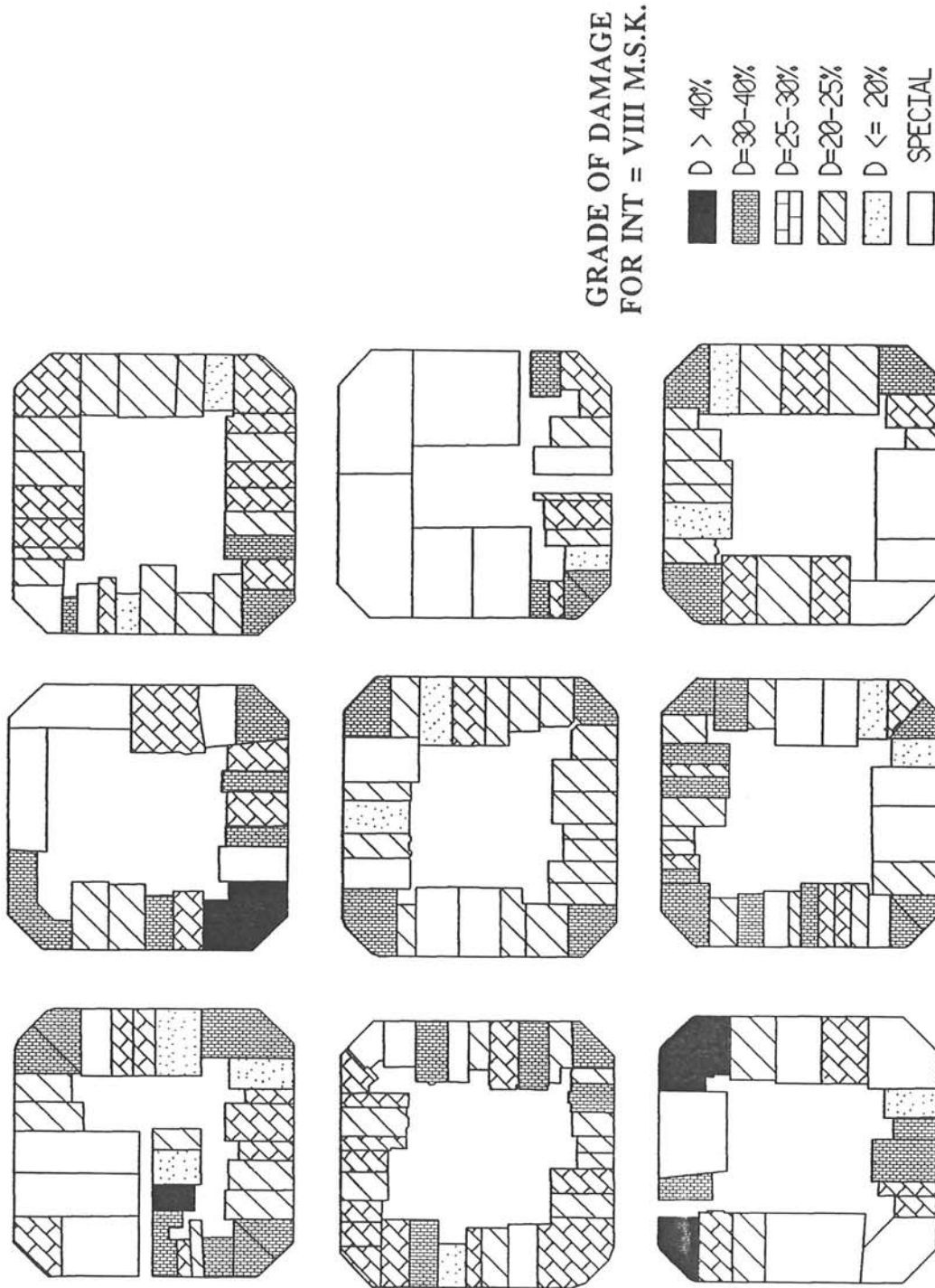


Fig. 5.17.- Escenario de daño para sismos de $I = 8$ MSK.

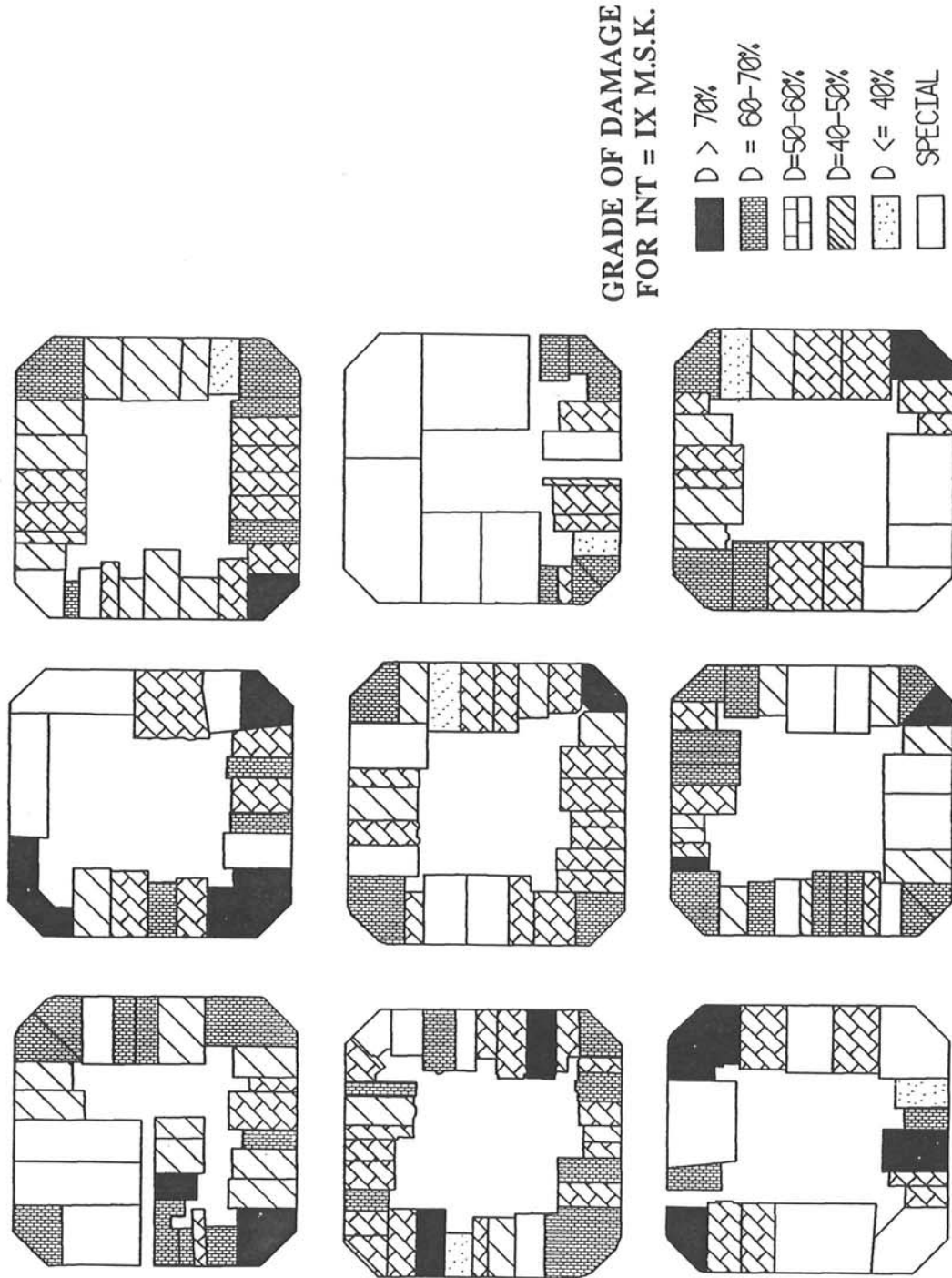


Fig. 5.18.- Escenario de daño para sismos de $I = 9$ MSK.

En las figuras 5.19 a 5.21, inclusive, se muestran las distribuciones de frecuencias de D en las que 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 proporcional. Para intensidad 7 se observa que la mayoría de los edificios sufren daños entre el 5 y el 10%, y un 30% de ellos tendrán un daño del 20%. Para intensidad 8, se observa daños ya importantes, la mayoría de ellos entre 30% y 40%, con focos superiores al 40%. Para intensidad IX el daño es muy grave, pues el 80% de los edificios muestran un daño superior al 50% con predominancia entre el 60 y el 70%.

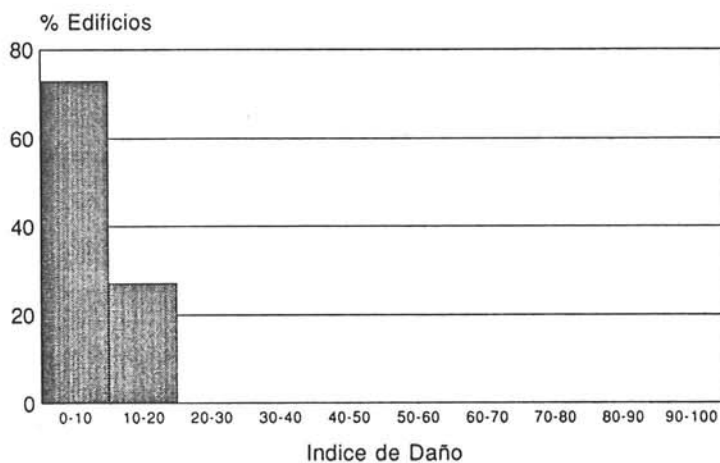


Fig. 5.19.- Histograma de frecuencias del índice de daño para $I = 7$ MSK.

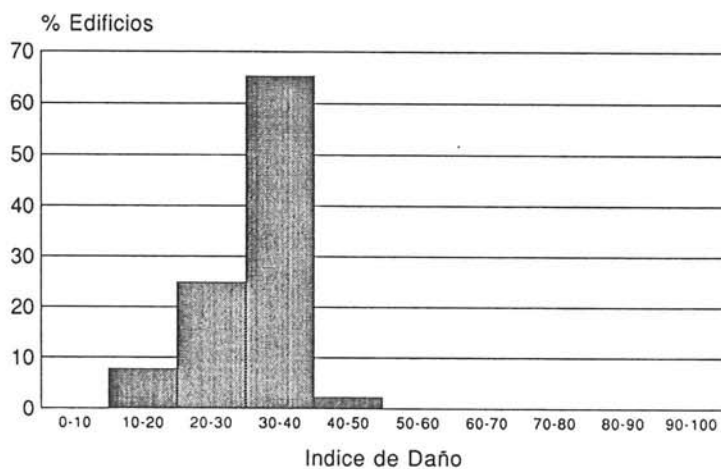


Fig. 5.20.- Histograma de frecuencias del índice de daño para $I = 8$ MSK.

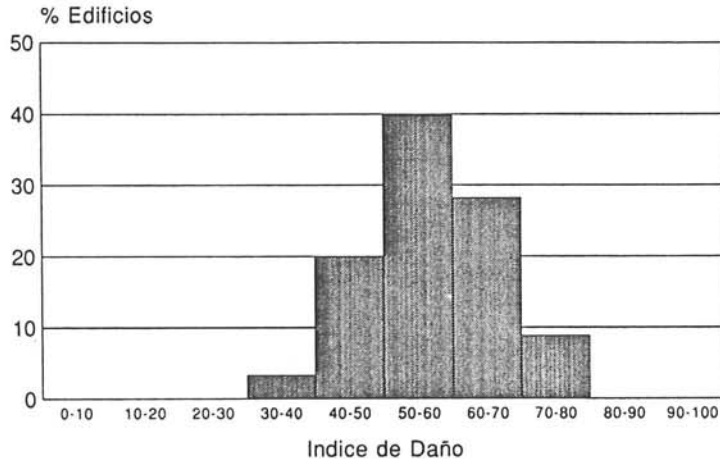


Fig. 5.21.- Histograma de frecuencias del índice de daño para $I = 9$ MSK.

Finalmente, en la figura 5.22 se muestran los parámetros que constituyen la vulnerabilidad de la muestra separados por clases K_i . Esta figura es útil para identificar los parámetros que mayor influencia tienen 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 críticos.

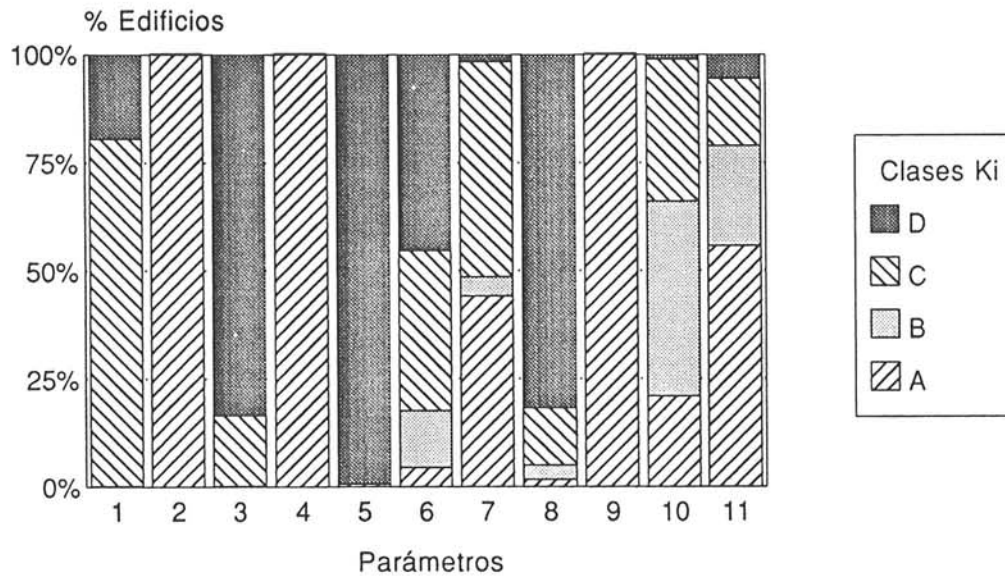


Fig. 5.22.- Parámetros que constituyen la vulnerabilidad de la muestra.

REFERENCIAS

- [1] G. Augusti, D. Benedetti, A. Corsanego, "Investigations on seismic vulnerability and seismic risk in Italy", *Proceedings of the Fourth International Conference on Structural Safety and Reliability ICOSSAR-85*, Kobe, 1985, Vol. 2, págs. 267-276.
- [2] H. Sandi, "Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems", *Proceedings of the Eight European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 7, Topic 2, págs. 11-69.
- [3] M. L. Beconcini, S. Caramelli, A. Favilli, "A study concerning the seismic vulnerability of the masonry and reinforced concrete buildings at Castelnuovo Garfagnana", *Proceedings of the Eight European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 1, Topic 2, págs. 73-80.
- [4] GNDT, "Istruzioni per la compilazione della scheda di rilevamento esposizione e vulnerabilità sismica degli edifici", Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Regione Emilia Romana, 1986.
- [5] D. Benedetti, V. Petrini, "Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: proposte di un metodo di valutazione", *L'industria delle Costruzioni*, Roma, 1984, No. 149, págs. 66-74.
- [6] C. Gavarini, P. Angeletti, "Assessing seismic vulnerability in view of developing cost-benefit ratio for existing reinforced concrete buildings in Italy", *Proceedings of the Eight World Conference on Earthquake Engineering 8WCEE*, San Francisco, 1984.
- [7] P. Angeletti, C. Gavarini, "Un metodo di valutazione della vulnerabilità sismica per edifici esistenti di c.a. confronti sperimentali", *Proceedings of the Second National Conference: L'ingegneria Sismica in Italia*, Rapallo, 1984
- [8] D. Benedetti, E. Vitiello, "Engineering aspects of Friuli earthquake: structural damage analysis", *Bulletin of European Association of Earthquake Engineering*, 1979, No. 5.
- [9] E. Cartapati, A. Cherubini, A. Zingali, "Correlazioni significative danno-vulnerabilità per campioni di edifici: terremoto di Parma 1983", *Proceedings of the Third National Conference: L'ingegneria Sismica in Italia*, Roma, 1987.
- [10] D. Benedetti, F. Braga, A. Corsanego, C. Gavarini, C. Greco, F. Mazzolani, G. Mele, R. Ramasco, G. Zingone, "Indagine sulla vulnerabilità sismica degli edifici di Pozzuoli", *Proceedings of the Second National Conference: L'ingegneria Sismica in Italia*, Rapallo, 1984, págs. 3.63-3.84.

- [11] M. L. Beconcini, S. Caramelli, A. Favilli, "A survey concerning the seismic vulnerability of the brick-built constructions at Castelnuovo Garfagnana", *Proceedings of the International Conference on Reconstruction, Restoration and Urban Planning of Towns and Regions in Seismic Prone Areas*, Skopje, 1985.
- [12] F. Angotti, A. Borri, A. Vignoli, "Indagini di vulnerabilità nel comune di Campi Bisenzio", *Proceedings of the Second National Conference: L'ingegneria Sismica in Italia*, Rapallo, 1984, págs. 3.1-3.13.
- [13] F. Braga, M. Dolce, D. Liberatore, "A statistical study on damaged buildings in southern Italy 1980 earthquakes", *Italian Geodynamics Project*, 1983, Publication No. 503.
- [14] D. Benedetti, G. M. Benzoni, "Seismic vulnerability index versus damage for unreinforced masonry buildings", *Proceedings of the US-Italy Workshop on Seismic Hazard, Risk Analysis and Damage Assessment Methodologies*, Varenna, 1985.
- [15] D. Benedetti, G. M. Benzoni, "Seismic vulnerability index versus damage for unreinforced masonry buildings", *Proceedings of the International Conference on Reconstruction, Restoration and Urban Planning of Towns and Regions in Seismic Prone Areas*, Skopje, 1985.
- [16] E. Cartapati, A. Cherubini, A. Zingali, "Vulnerability-damage correlations in a masonry building sample after november 1980 earthquake in Irpinia, Italy", *Proceedings of the Eight European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 2, Topic 4, págs. 15-22.
- [17] A. Cherubini, A. Zingali, "Vulnerability-damage correlations in masonry building samples after recent Italian earthquakes", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering 9WCEE*, Tokyo, 1988, Vol. 7, págs. 241-246.
- [18] F. Braga, M. Dolce, C. Fabrizi, D. Liberatore, "Evaluation of a conventionally defined vulnerability of buildings based on surveyed damage data", *Proceedings of the Eight European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 1, Topic 2, págs. 33-40.
- [19] D. Benedetti, G. M. Benzoni, M. A. Parisi, "Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1988, Vol. 16, págs. 183-201.
- [20] P. Angeletti, A. Bellina, E. Grandori, A. Moretti, V. Petrini, "Comparison between vulnerability assesment and damage index, some results", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering 9WCEE*, Tokyo, 1988, Vol. 7, págs. 181-186.

- [21] F. Angotti, A. Borri, A. Vignoli, "Seismic vulnerability analysis carried out in old small town", *Proceedings of the Eight European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 1, Topic 2, págs. 49-56.
- [22] V. Laudazi, P. Cioni, "Structural vulnerability of masonry buildings", *Proceedings of the Eight European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 2, Topic 4, págs. 31-38.
- [23] G. M. Benzoni, M. A. Parisi, "Mapping expected seismic damage for urban nuclei: a first application to Umbria", *Proceedings of the International Conference on Reconstruction, Restauration and Urban Planning of Towns and Regions in Seismic Prone Areas*, Skopje, 1985.
- [24] G. Grandori, D. Benedetti, "On the choice of the acceptable seismic risk", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1973, Vol. 2, págs. 3-9.
- [25] G. Grandori, D. Benedetti, "On the choice of the acceptable seismic risk. A new approach", *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering 5WCEE*, Roma, 1973.
- [26] G. Grandori, V. Petrini, "Comparative analysis of the seismic risk in sites of different seismicity", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1977, Vol. 5, págs. 53-65.
- [27] A. Bernardini, C. Modena, "The vulnerability of masonry buildings typologies in a seismic area", *Proceedings of the Eight European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 1, Topic 2, págs. 57-64.
- [28] F. Casciati, L. Faravelli, "L'impiego di sistemi esperti in ingegneria sismica", *Proceedings of the Third National Conference: L'ingegneria Sismica in Italia*, Roma, 1987.
- [29] L. Faravelli, "Expert system for fragility assessment of monumental sites", *Proceedings of the International Symposium on Earthquake Countermeasures*, Beijing, 1988.
- [30] F. Casciati, L. Faravelli, "Vulnerabilità di edifici esistenti mediante sistemi esperti", *Proceedings of the Fourth National Conference: L'ingegneria Sismica in Italia*, Milano, 1989, Vol. 1, págs. 44-53.

- [31] F. Casciati, L. Faravelli, "Expert systems and seismic vulnerability", *Proceedings of the Ninth European Conference on Earthquake Engineering 9ECEE*, Moscow, 1990, Vol. 1, págs. 23-32.
- [32] F. Casciati, L. Faravelli, D. Yachaya, "Tecniche di intelligenza artificiale per lo studio di vulnerabilità di edifici in muratura", *Proceedings of the Fifth National Conference: L'ingegneria Sismica in Italia*, Palermo, 1991, págs. 73-80.
- [33] F. Casciati, D. Yachaya, "Vulnerability of masonry buildings exploiting NEXPERT utilities", *Proceedings of the Second International Conference on Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings Strema '91*, Sevilla, 1991, Vol. 1, págs. 235-246.
- [34] F. Casciati, L. Faravelli, "A knowledge-based system for seismic vulnerability assessment of masonry buildings", *Microcomputers in Civil Engineering*, 1991, No. 6, págs. 291-301.
- [35] F. Casciati, L. Faravelli, "Exploiting expertise in monumental building diagnosis", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering 10WCEE*, Madrid, 1992, Vol. 10, págs. 6283-6289.
- [36] F. Casciati, L. Faravelli, "Improving existing vulnerability forms by AI techniques", *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, 1992, Vol. 6, págs. 215-224.
- [37] ESRI, "Understanding GIS, the ARC/INFO method", *Environmental Systems Research Institute, Inc.*, Redlands, CA, 1990, Chapter 1.
- [38] P. Friberg, M. Tuttle, K. Jacob, "Relational database and GIS technology for earthquake hazard zonation", *Proceedings of the Fourth International Conference on Seismic Zonation*, Stanford, CA, 1991, Vol. 3, págs. 585-592.
- [39] J. S. Noller, W. R. Lettis, W. U. Savage, J. M. Sowers, G. D. Simpson, M. K. McLaren, "Seismic hazard zonation maps of northern and central California", *Proceedings of the Fourth International Conference on Seismic Zonation*, Stanford, CA, 1991, Vol. 3, págs. 617-624.
- [40] S. Rhea, R. L. Wheeler, A. C. Tarr, "GIS-Based seismotectonic maps of the Mississippi embayment", *Proceedings of the Fourth International Conference on Seismic Zonation*, Stanford, CA, 1991, Vol. 3, págs. 633-640.

- [41] W. R. Dearman, "Hazard and risk assessment", **Engineering Geological Mapping**, Butterworth & Heinemann, Oxford, 1991, Chapter 12, págs. 315-338.
- [42] J. A. Studer, A. Ziegler, "The geotechnical aspect of microzonation", *Proceedings of the Eight European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 2, Topic 5, págs. 9-16.
- [43] C. Caicedo, J. A. Canas, A. Barbat, A. Roca, X. Goula, F. Mañá, "Vulnerabilidad sísmica de edificios existentes, aplicación a Cataluña", *Primer Congreso Iberoamericano sobre Técnicas Aplicadas a la Gestión de Emergencias para la Reducción de Desastres Naturales*, Valencia, 1992, Comunicación 30.
- [44] J. Mulas de la Peña, "Metodología utilizada en la realización del mapa de peligrosidad y vulnerabilidad sísmica en Alcoy (M.P.V.S.) aplicaciones", *Cuarta Reunión Nacional de Geología Ambiental y Ordenación del Territorio*, Gijón, 1991, págs. 389-399.
- [45] L. C. Ocola, "Perú seismic hazard prevention program", *Proceedings of the UNDR0/USSR/UNESCO/UNDP Training Seminar on Earthquake Prediction and the Mitigation of Earthquake Losses*, Dushambe, 1986, Vol. 2, págs. 51-62.
- [46] R. W. Luft, D. L. Schodek, "Identifying and mapping seismically hazardous housing in urban areas", *Proceedings of the Eight World Conference on Earthquake Engineering 8WCEE*, San Francisco, 1984, págs. 671-678.
- [47] G. M. Benzoni, M. A. Parisi, "Mapping expected seismic damage for urban nuclei: a first application to Umbria", *Proceedings of the International Conference on Reconstruction, Restoration and Urban Planning of Towns and Regions in Seismic Prone Areas*, Skopje, 1985.
- [48] G. Augusti, A. Borri, "Vulnerability data and seismic risk assessment: an example of dynamic mapping", *Proceedings of the Eight European Conference on Earthquake Engineering 8ECEE*, Lisbon, 1986, Vol. 1, Topic 2, págs. 1-8.
- [49] G. Augusti, A. Borri, T. Crespellani, "Dynamic maps for seismic risk reduction", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering 9WCEE*, Tokyo, 1988, Vol. 7, págs. 587-592.
- [50] WDC-A, "Manual of seismological observatory practice", *Report SE-20*, World Data Center A for Solid Earth Geophysics, Boulder, 1979.

CAPÍTULO 6

SIMULACIÓN DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

6.1.- DESCRIPCIÓN GENERAL

Como se describe en el capítulo 5, el estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificios por el método del índice de vulnerabilidad está limitado al análisis de edificios de mampostería, debido a que no se conocen en la literatura funciones de vulnerabilidad para otras tipologías estructurales como, por ejemplo, las de hormigón armado. Esto puede deberse, tal vez, a que la correlación de la vulnerabilidad para este tipo de edificios, con el daño observado en terremotos, es mucho más compleja o involucra factores que no pueden ser considerados con los métodos subjetivos.

Sin embargo, para estudios específicos como pueden ser los planes para la mitigación del riesgo sísmico en zonas urbanas, se hace imprescindible el conocimiento de este tipo de funciones para poder completar así el estudio de la vulnerabilidad con todos los elementos en riesgo involucrados en el análisis.

En los siguientes apartados se describe el procedimiento utilizado para obtener funciones de vulnerabilidad en edificios de hormigón armado a partir de un método analítico.

6.2.- MODELO ESTRUCTURAL

Se describe a continuación un modelo para el análisis dinámico no lineal de pórticos planos de hormigón armado [1] considerando dos tipos de elementos estructurales: vigas y columnas. Para la obtención de la matriz de rigidez de estos elementos se consideran dos casos:

- 1.- El punto de inflexión se encuentra dentro de la longitud del miembro.
- 2.- El punto de inflexión se encuentra fuera de la longitud del miembro, es decir no hay cambio de signo en los momentos nodales.

Sean M_a' , M_b' los momentos flectores en las secciones críticas (secciones donde van a formarse las rótulas plásticas) y L' la distancia entre ellas. Las rotaciones asociadas a estos momentos θ_a' , θ_b' y la convención de signos adoptada para el análisis se muestran en la figura 6.1.

Para el caso en el que el punto de inflexión se encuentra dentro de la longitud del miembro, el diagrama de momentos y la distribución de flexibilidades tienen

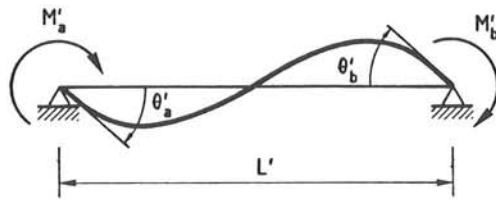


Fig. 6.1.- Convención positiva de flexión.

la forma que se muestra en la figura 6.2, donde $1/(EI)_a$ es la flexibilidad de la sección en la zona de confinamiento del nudo inicial, $1/(EI)_o$ la flexibilidad de la sección en el punto de inflexión y $1/(EI)_b$ la flexibilidad de la sección en la zona de confinamiento del nudo final. La relación entre las rotaciones y los momentos flectores viene dada en forma incremental por

$$\begin{pmatrix} \Delta\theta'_a \\ \Delta\theta'_b \end{pmatrix} = f \begin{pmatrix} \Delta M'_a \\ \Delta M'_b \end{pmatrix} \quad (6.1)$$

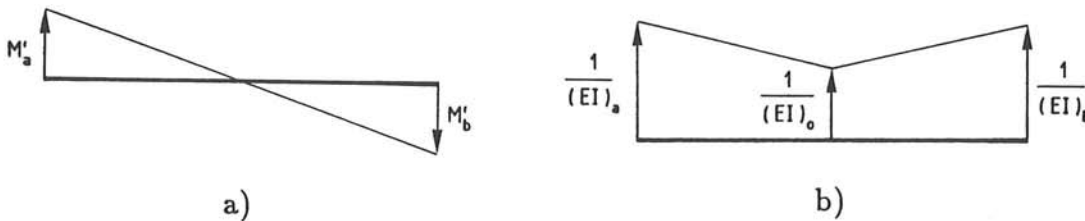


Fig. 6.2.- a) Diagrama de momentos, b) Distribución de flexibilidades.

donde la matriz de flexibilidad elemental f es igual a

$$f = L' \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \quad (6.2)$$

Para efectos prácticos se considera que L' es igual a la luz libre del elemento con lo cual los coeficientes de la matriz f toman los siguientes valores

$$f_{11} = \frac{1}{12(EI)_a}(6\alpha - 4\alpha^2 + \alpha^3) + \frac{1}{12(EI)_b}(1 - 3\alpha + 3\alpha^2 - \alpha^3) + \frac{1}{12(EI)_o}(3 - 3\alpha + \alpha^2) \quad (6.3)$$

$$f_{12} = f_{21} = \frac{1}{12(EI)_a}(-2\alpha^2 + \alpha^3) + \frac{1}{12(EI)_b}(-1 + \alpha + \alpha^2 - \alpha^3) + \frac{1}{12(EI)_o}(-1 - \alpha + \alpha^2) \quad (6.4)$$

$$f_{22} = \frac{1}{12(EI)_a}\alpha^3 + \frac{1}{12(EI)_b}(3 - \alpha - \alpha^2 - \alpha^3) + \frac{1}{12(EI)_o}(1 + \alpha + \alpha^2) \quad (6.5)$$

donde α es igual a

$$\alpha = \frac{M_a'}{M_a' + M_b'} \quad (6.6)$$

Para el caso en el que el punto de inflexión se encuentra fuera de la longitud del miembro, el diagrama de momentos y la distribución de flexibilidades tienen la forma de la figura 6.3.

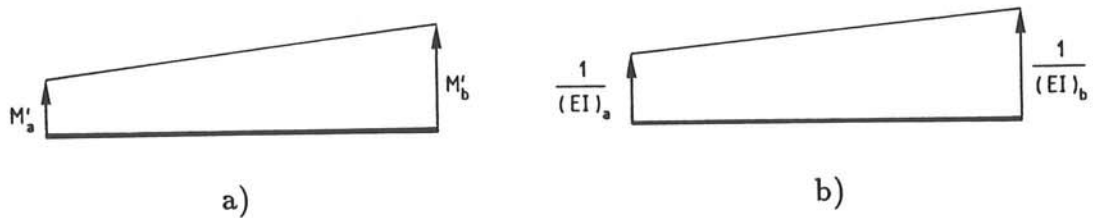


Fig. 6.3.- a) Diagrama de momentos, b) Distribución de flexibilidades.

En este caso los coeficientes de la matriz f son

$$f_{11} = \frac{1}{4(EI)_a} + \frac{1}{12(EI)_b} \quad (6.7)$$

$$f_{21} = f_{12} = -\frac{1}{12(EI)_a} - \frac{1}{12(EI)_b} \quad (6.8)$$

$$f_{22} = \frac{1}{12(EI)_a} + \frac{1}{4(EI)_b} \quad (6.9)$$

De forma general, la matriz de rigidez k' se define como la inversa de la matriz de flexibilidad

$$k' = f^{-1} \quad (6.10)$$

6.2.1.- Modelización del elemento viga

Como se observa en la figura 6.4 se considera que el elemento viga tiene, en cada uno de sus extremos, unas zonas rígidas de dimensiones proporcionales a λ_a, λ_b veces la longitud L entre nodos del elemento.

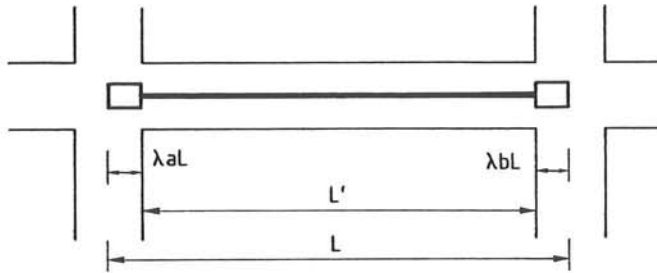


Fig. 6.4.- Modelo de viga con zonas rígidas.

De esta forma, la conversión de las deformaciones nodales del elemento de la figura 6.1 en deformaciones del elemento con zonas rígidas de la figura 6.5 se efectúa mediante una simple transformación geométrica

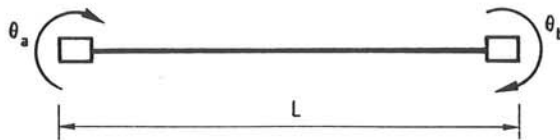


Fig. 6.5.- Rotaciones de la viga con zonas rígidas.

$$\begin{pmatrix} M_a \\ M_b \end{pmatrix} = \mathbf{g} \begin{pmatrix} M_a' \\ M_b' \end{pmatrix} \quad (6.11)$$

$$\begin{pmatrix} \theta_a' \\ \theta_b' \end{pmatrix} = \mathbf{g}^T \begin{pmatrix} \theta_a \\ \theta_b \end{pmatrix} \quad (6.12)$$

donde la matriz de transformación \mathbf{g} es igual a

$$\mathbf{g} = \frac{1}{1 - \lambda_a - \lambda_b} \begin{bmatrix} 1 - \lambda_b & \lambda_a \\ \lambda_b & 1 - \lambda_a \end{bmatrix} \quad (6.13)$$

Así pues, utilizando las ecuaciones 6.1, 6.11 y 6.12 se llegan a relacionar los momentos con las rotaciones

$$\begin{pmatrix} M_a \\ M_b \end{pmatrix} = K_s \begin{pmatrix} \theta_a \\ \theta_b \end{pmatrix} \tag{6.14}$$

donde la matriz K_s se calcula mediante la expresión

$$K_s = g \cdot k' \cdot g^T \tag{6.15}$$

Por otra parte, haciendo el equilibrio de fuerzas en el elemento se tiene que

$$\begin{pmatrix} Y_a \\ M_a \\ Y_b \\ M_b \end{pmatrix} = j \begin{pmatrix} M_a \\ M_b \end{pmatrix} \tag{6.16}$$

donde Y_a, Y_b son las fuerzas cortantes en los extremos del elemento y j la siguiente matriz de transformación

$$j = \begin{bmatrix} -1/L & -1/L \\ 1 & 0 \\ 1/L & 1/L \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{6.17}$$

Finalmente, la matriz de rigidez de viga K_v asociada con los grados de libertad del elemento que se muestra en la figura 6.6 se determina mediante las ecuaciones 6.14 y 6.16, de la siguiente forma

$$K_v = j \cdot K_s \cdot j^T \tag{6.18}$$

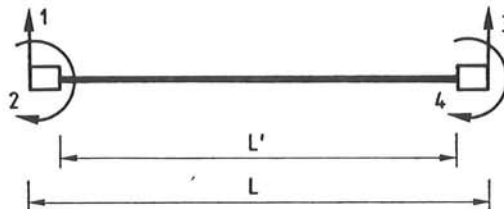


Fig. 6.6.- Grados de libertad para el elemento viga (1 y 3 desplazamientos verticales, 2 y 4 rotaciones).

6.2.2.- Modelización del elemento columna

El elemento columna se modela de forma similar al elemento viga con la diferencia de que en éste se considera la deformación por carga axial. Asumiendo que no existe acoplamiento entre la deformación axial y los momentos flectores, la conversión de las coordenadas del elemento de la figura 6.7.a al elemento de la figura 6.7.b se realiza mediante

$$K_f = h \cdot K_s \cdot h^T \quad (6.19)$$

donde la matriz K_s se calcula de forma similar que para el elemento viga y la matriz de transformación h vale

$$h = \begin{bmatrix} 1/L & 1/L \\ 1 & 0 \\ -1/L & -1/L \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (6.20)$$

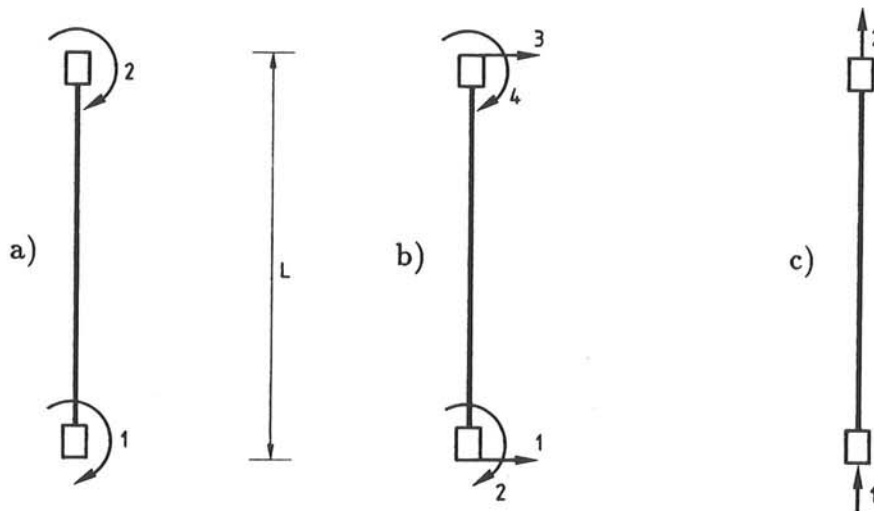


Fig. 6.7.- Modelo de columna con zonas rígidas.

Por otra parte, la matriz de rigidez para deformaciones axiales K_a correspondientes a la figura 6.7.c es igual a

$$K_a = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (6.21)$$

Finalmente, la matriz de rigidez de columna K_c asociada con los grados de libertad del elemento que se muestra en la figura 6.8 se determina de la siguiente forma

$$K_c = T_1^T \cdot K_f \cdot T_1 + T_2^T \cdot K_a \cdot T_2 \quad (6.22)$$

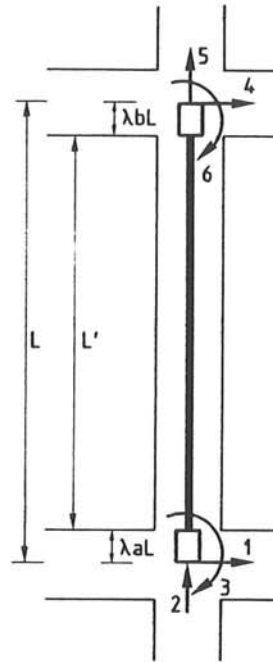


Fig. 6.8.- Grados de libertad para el elemento columna (1 y 4 desplazamientos horizontales, 2 y 5 desplazamientos verticales, 3 y 6 rotaciones).

donde las matrices T_1 y T_2 equivalen a

$$T_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (6.23)$$

$$T_2 = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad (6.24)$$

6.3.- MODELO HISTERÉTICO

El modelo histerético utilizado para el análisis corresponde al modelo de Takeda modificado descrito en la referencia [2]. Este modelo es capaz de representar los tres fenómenos de disipación de energía descritos en el apartado 3.2. En la figura 6.9 se esquematizan las cinco diferentes ramas que componen el ciclo histerético para una sección de hormigón armado, las cuales se describen a continuación:

- 1) Mientras el momento en cualquier instante no excede al momento de plastificación M_y , una rama inicial elástica con rigidez $(EI)_1$ define las ramas de carga y descarga.
- 2) Si el momento excede a M_y , o al máximo momento alcanzado en cualquier ciclo de carga previo, la rama de carga inelástica se representa por la rigidez $(EI)_2 = \rho(EI)_1$. La constante ρ puede ser interpretada como un factor de endurecimiento.

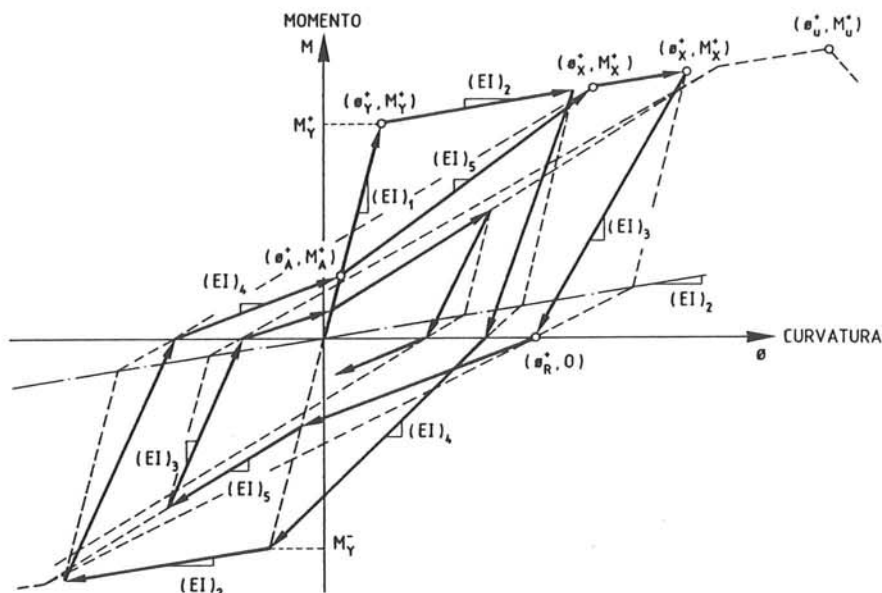


Fig. 6.9.- Modelo histerético de Takeda modificado.

- 3) La rama de descarga después de haber estado en el rango inelástico se representa por la rigidez $(EI)_3$, la cual es un poco más pequeña que $(EI)_1$. Este ablandamiento es más pronunciado cuanto mayor haya sido la deformación inelástica previa.
- 4) La recarga en una dirección en la cual se ha excedido previamente el punto de plastificación consiste de dos ramas. La primera rama representa la fase durante la cual se cierra cualquier tipo de grietas y se representa por $(EI)_4$.
- 5) La segunda rama describe el comportamiento después del cierre de grietas y se evidencia por un incremento considerable de la rigidez de recarga $(EI)_5$.

Los valores de cada una de las rigideces $(EI)_i$ se calculan con base en las propiedades mecánicas de los materiales (acero y hormigón), la geometría del elemento y por fórmulas empíricas deducidas a partir de extensivos ensayos de laboratorio.

6.4.- SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DEL MOVIMIENTO

Existen varios métodos para la solución de la ecuación del movimiento de un sistema no lineal con varios grados de libertad:

- 1.- Los métodos de cargas equivalentes.
- 2.- Los métodos de rigidez variable, de los cuales forman parte:
 - a) El método de la rigidez tangente.
 - b) El método de la rigidez secante.

En este análisis se utiliza el método de la rigidez tangente para el cual existen varios algoritmos de cálculo [3,4] como, por ejemplo, el método de Newmark que se describe a continuación.

6.4.1.- Método de Newmark

El sistema de ecuaciones diferenciales que gobiernan los problemas de la dinámica en forma incremental viene dado por

$$M\Delta\ddot{\mathbf{D}}_{i+1} + C\Delta\dot{\mathbf{D}}_{i+1} + K\Delta\mathbf{D}_{i+1} = -MJ\Delta a_{i+1} \quad (6.25)$$

donde M , C , K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, y \mathbf{D} , $\dot{\mathbf{D}}$, $\ddot{\mathbf{D}}$ los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración del sistema, respectivamente. \mathbf{J} es el vector de influencia modal y Δa_{i+1} el incremento de la aceleración para el instante de tiempo $(i + 1)$.

Por definición se sabe que

$$\Delta\ddot{\mathbf{D}}_{i+1} = \ddot{\mathbf{D}}_{i+1} - \ddot{\mathbf{D}}_i \quad (6.26)$$

$$\Delta\dot{\mathbf{D}}_{i+1} = \dot{\mathbf{D}}_{i+1} - \dot{\mathbf{D}}_i \quad (6.27)$$

Por otra parte, se asume que la variación en el movimiento del sistema es proporcional a

$$\ddot{\mathbf{D}}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta\mathbf{D}_{i+1} - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{D}}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\mathbf{D}}_i \quad (6.28)$$

$$\dot{\mathbf{D}}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta\mathbf{D}_{i+1} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{\mathbf{D}}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{\mathbf{D}}_i \quad (6.29)$$

donde γ y β son constantes del método que aseguran su convergencia.

Al reemplazar las ecuaciones 6.28 y 6.29 en las ecuaciones 6.26 y 6.27 se obtiene

$$\Delta\ddot{\mathbf{D}}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta\mathbf{D}_{i+1} - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{D}}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{\mathbf{D}}_i \quad (6.30)$$

$$\Delta\dot{\mathbf{D}}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta\mathbf{D}_{i+1} - \frac{\gamma}{\beta}\dot{\mathbf{D}}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{\mathbf{D}}_i \quad (6.31)$$

Finalmente, al reemplazar las ecuaciones 6.30 y 6.31 en la ecuación 6.25 se obtiene

$$\hat{K}\Delta\mathbf{D}_{i+1} = \mathbf{F}_{i+1} \quad (6.32)$$

donde la matriz de rigidez efectiva \hat{K} y el vector de cargas efectivas \mathbf{F}_{i+1} se calculan con las expresiones

$$\hat{K} = K + \frac{1}{\beta\Delta t^2}M + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}C \quad (6.33)$$

$$\mathbf{F}_{i+1} = -MJ\Delta a_{i+1} + M \left[\frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{D}}_i + \frac{1}{2\beta}\ddot{\mathbf{D}}_i \right] + C \left[\frac{\gamma}{\beta}\dot{\mathbf{D}}_i + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t\ddot{\mathbf{D}}_i \right] \quad (6.34)$$

Al resolver el sistema de ecuaciones lineales definido en la ecuación 6.32 se encuentra el vector ΔD_{i+1} con el cual se determinan los desplazamientos del sistema D_{i+1} mediante

$$D_{i+1} = \Delta D_{i+1} + D_i \quad (6.35)$$

De esta forma, las aceleraciones y velocidades del sistema para el tiempo $i + 1$ se calculan con las ecuaciones 6.26 y 6.27, respectivamente.

6.4.2.- Fuerza residual

Se describe en seguida la corrección del método de la rigidez tangente por la no linealidad del material. La fuerza residual R para el instante de tiempo $i + 1$ que se obtiene de la ecuación del movimiento es

$$R = M\ddot{D}_{i+1} + C\dot{D}_{i+1} + KD_{i+1} - Q_{i+1} \quad (6.36)$$

donde Q_{i+1} es el vector de cargas generalizadas

Cuando el comportamiento histérico está definido por rectas, como el modelo descrito en el apartado 6.2, la fuerza residual es diferente de cero en el instante en que el miembro cambia de rigidez $(EI)_i$, lo cual corresponde a los puntos donde se cambia de pendiente en el diagrama $M - \phi$.

Sea R_1 la fuerza residual inicial para el tiempo $i + 1$ la misma que actúa sobre la estructura como cargas externas. En consecuencia, al trabajar con la matriz de rigidez para este instante se plantea el siguiente sistema de ecuaciones

$$R_1 = K_{i+1}\Delta D_1 \quad (6.37)$$

Al resolver esta ecuación se obtiene el vector ΔD_1 el cual debe sumarse al vector D_{i+1} , con lo que se calculan los nuevos vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración D_{i+1}^* , \dot{D}_{i+1}^* , \ddot{D}_{i+1}^* . En este instante se hallan las nuevas fuerzas residuales R_2 mediante la ecuación 6.38, las cuales resultan menores que las fuerzas R_1 .

$$R_2 = M\ddot{D}_{i+1}^* + C\dot{D}_{i+1}^* + KD_{i+1}^* - Q_{i+1} \quad (6.38)$$

Finalmente, se encuentra ΔD_2 de la solución del sistema de ecuaciones

$$R_2 = K_{i+1}\Delta D_2$$

Con el vector ΔD_2 se repite iterativamente el proceso hasta obtener un valor que se considere suficientemente pequeño y entonces se continúa con el análisis dinámico para el nuevo instante de tiempo.

6.5.- INDICADORES DE DAÑO

Como se ha visto en el apartado 3.3 existen en la literatura varios indicadores de daño tanto a nivel de elementos estructurales como a nivel global de la estructura. En el presente análisis se utiliza los indicadores de daño propuestos por Park et al. en la referencia [5].

Para cada instante de tiempo y para cada elemento de la estructura se calcula el índice de daño D , el cual se define de la siguiente forma

$$D = \frac{\delta M}{\delta u} + \frac{\beta}{Q_y \delta u} \int dE \quad (6.39)$$

donde δM es la máxima deformación experimentada, δu la deformación última bajo carga monotónica, Q_y la capacidad de carga para el punto de plastificación, dE el incremento de la energía histerética disipada y β el factor de degradación de capacidad de carga.

Las variables δM , dE se calculan durante la solución paso a paso del sistema dinámico, las constantes δu , Q_y se obtienen de un análisis estático y el factor β mediante la siguiente fórmula empírica

$$\beta = \left[0.37\eta_o + 0.36(k_p - 0.2)^2 \right] 0.9^{p_w} \quad (6.40)$$

donde η_o es la fuerza axial normalizada, k_p la cuantía de acero normalizada, y p_w el porcentaje de confinamiento.

Una vez calculados los índices de daño D_i para cada una de las rótulas plásticas, se combinan para obtener un índice de daño global de la estructura D_T mediante una suma ponderada con los factores de contribución λ_i que dependen de la energía absorbida por cada rótula de la siguiente forma

$$D_T = \sum_i \lambda_i D_i \quad (6.41)$$

$$\lambda_i = \frac{E_i}{\sum E_i} \quad (6.41.a)$$

donde E_i es la energía total absorbida por la rótula plástica i .

Por otra parte, en el cálculo de D_T se debe considerar el tiempo y lugar en el que se formaron las rótulas plásticas como parámetro complementario para definir el daño. Si, por ejemplo, en las columnas de un mismo piso se han formado rótulas plásticas, el edificio debe considerarse que ha colapsado al margen del comportamiento de los demás miembros de la estructura.

6.6.- PROCEDIMIENTO DE SIMULACIÓN

Las características de los edificios a analizar se generan sintéticamente en lugar de obtenerlas de observaciones de campo por medio de instrucciones de levantamiento [6]. Para calcular cada una de estas características se ha empleado una variable estadística discreta, uniformemente distribuida. Para ello se establece previamente ciertos límites entre los cuales se supone comprendida la variable y se considera que todos los puntos del intervalo cerrado tienen la misma probabilidad de selección [7]. La función de densidad de la variable $P_X(x)$ viene definida como

$$P_X(x) = \frac{\Delta}{L_s - L_i} \quad (6.42)$$

donde x es el valor alcanzado por la variable, Δ el salto que se produce entre dos valores consecutivos de la variable y L_s, L_i los límites superior e inferior que puede alcanzar la variable x , respectivamente.

Las variables consideradas para definir la geometría de los pórticos y las propiedades constitutivas de los materiales son: N número de pisos, E módulo de elasticidad del hormigón, G módulo de corte del hormigón, b_v ancho de viga, h_v altura de viga, b_c ancho de columna, L longitud de vanos, H altura de entrepiso, W_i carga en cada planta, p' cuantía de la armadura superior en vigas, p cuantía de la armadura inferior en vigas, p_c cuantía de la armadura en columnas, p_w porcentaje de estribos, Db diámetro principal del refuerzo, fc' resistencia del concreto, fy fluencia del acero.

De esta forma, se generan pórticos planos de 6 a 10 plantas y de uno a dos vanos, a cada uno de los cuales se les calcula el índice de vulnerabilidad VI como se indica en el apartado 6.6.1 y el índice de daño global D_T para una excitación sísmica aleatoria definida en el apartado 6.6.2.

6.6.1.- Cálculo del índice de vulnerabilidad

De forma similar que para los edificios de mampostería, el cálculo del índice de vulnerabilidad VI para edificios de hormigón armado [8] se efectúa por medio de la ecuación

$$VI = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i \quad (6.43)$$

donde K_i corresponde a las clases y W_i a los pesos de cada uno de los once parámetros que se indican en la tabla 6.1.

6.6.2.- Definición de la acción sísmica

Las fluctuaciones aleatorias observadas en registros de terremotos con grandes intensidades, siguen patrones generales que son usados para el diseño de modelos estocásticos que simulan sus efectos. Se ha visto que los terremotos empiezan con pequeñas amplitudes que se van incrementando en el tiempo hasta alcanzar

Parámetros	Clase K_i			Peso
	A	B	C	W_i
1. Organización del sistema resistente	0	6	12	1.0
2. Calidad del sistema resistente	0	6	12	0.5
3. Resistencia convencional	0	11	22	1.0
4. Posición edificio y cimentación	0	2	4	0.5
5. Diafragmas horizontales	0	3	6	1.0
6. Configuración en planta	0	3	6	0.5
7. Configuración en elevación	0	3	6	1.0
8. Conexión elementos críticos	0	3	6	0.75
9. Elementos de baja ductilidad	0	3	6	1.0
10. Elementos no estructurales	0	4	10	0.25
11. Estado de conservación	0	10	20	1.0

Tab. 6.1.- Escala de vulnerabilidad para edificios de hormigón armado.

una intensidad máxima, la misma que se mantiene por algunos segundos y luego disminuye paulatinamente hasta que el movimiento termina. Por otra parte, se sabe que los terremotos reales no excitan todas las frecuencias de la estructura, sino que presentan frecuencias predominantes en una banda relativamente pequeña.

Una vez que se cuenta con el espectro de diseño elástico, es necesario definir la duración del sismo y el contenido de frecuencias, para lo cual se recurre al estudio de registros en la región o de zonas con propiedades similares. Con toda esta información se puede generar, con cierta incertidumbre, un acelerograma artificial.

De acuerdo a la forma de generar la señal y a la compatibilidad con el espectro de diseño, se tienen tres métodos de cálculo [9]

- a) Métodos aleatorios compatibles.
- b) Métodos aleatorios no compatibles
- c) Métodos simplificados cuasi compatibles.

Para la generación del acelerograma se utilizan los métodos aleatorios compatibles con el espectro de diseño, que se basan en el hecho de que cualquier función periódica puede ser expandida en una serie de ondas sinusoidales de la forma

$$\ddot{x}(t) = \sum_{i=1}^n A_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \tag{6.44}$$

donde ϕ_i , ω_i y A_i son un conjunto de ángulos de fase, frecuencias y amplitudes, respectivamente.

El espectro de diseño adoptado corresponde al de la norma P.D.S.-1 [10], con el cual se generan acelerogramas sintéticos para las intensidades 6,7,8 y 9 en la escala MSK. Las aceleraciones máximas del terreno A_0 para estas intensidades son respectivamente 0.052, 0.103, 0.207 y 0.388 gals. En la figura 6.10 se observa el acelerograma generado para una intensidad $I = 9$ MSK y con una duración acotada de 10 segundos.

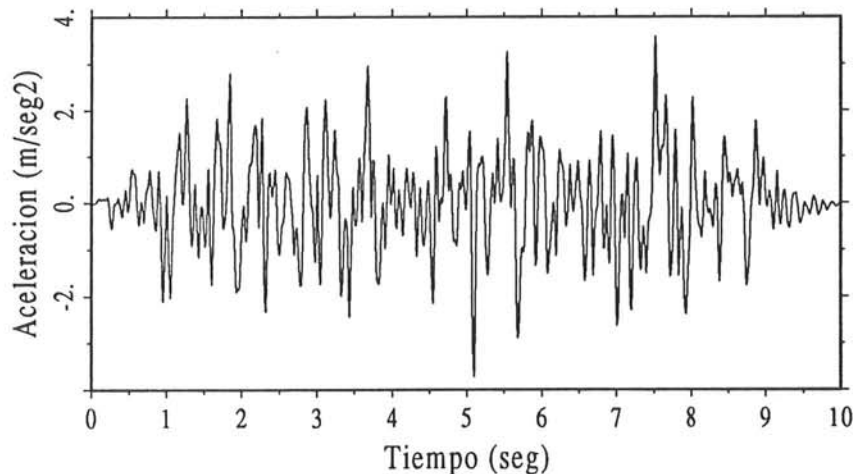


Fig. 6.10.- Acelerograma sintético para $I = 9$ MSK.

6.7.- RESULTADOS

Con el análisis de más de 50 pórticos de hormigón armado de uno y dos vanos se obtienen diferentes funciones de vulnerabilidad, que relacionan el índice de daño global D_T con el índice de vulnerabilidad VI para diferentes intensidades sísmicas en la escala MSK. Las funciones se calculan mediante un ajuste por mínimos cuadrados de ecuaciones de segundo grado que son las que mejor correlación presentan.

El índice de daño global D_T está normalizado a la unidad. Por lo tanto, un valor de 0 indica que la estructura no ingresa en el rango plástico y un valor de 1 indica el colapso de la estructura. El límite para el cual una estructura se considera seriamente dañada y por encima del nivel de reparación corresponde a valores $D_T > 0.4$ [1].

En las figuras 6.11 y 6.12 se observa que el índice de daño crece de forma proporcional al índice de vulnerabilidad. Por otro lado, no existe una constante que permita pasar una de las funciones de un grado de intensidad a otro, siendo la distancia entre curvas más grande cuanto mayor la intensidad y la vulnerabilidad. Para $I = 6$ la mayoría de las estructuras se comporta elásticamente mientras que para $I = 9$ la mayoría ingresan en el rango plástico sin mayores consecuencias.

En las figuras 6.13, 6.14 y 6.15 se observa que los pórticos de un vano presentan un índice de daño mayor que los pórticos de dos vanos. Esto se debe a que los pórticos de un vano tienen menos redundancia que los de dos vanos, lo que se refleja en una menor capacidad para disipar energía.

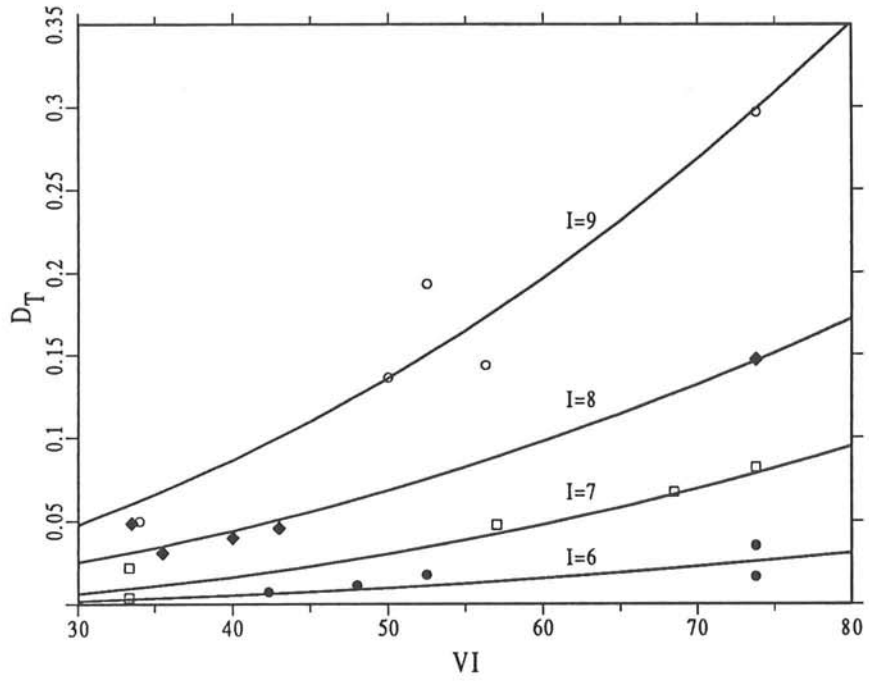


Fig. 6.11.- Funciones de vulnerabilidad para edificios de hormigón armado de un vano y diferentes intensidades I en la escala MSK.

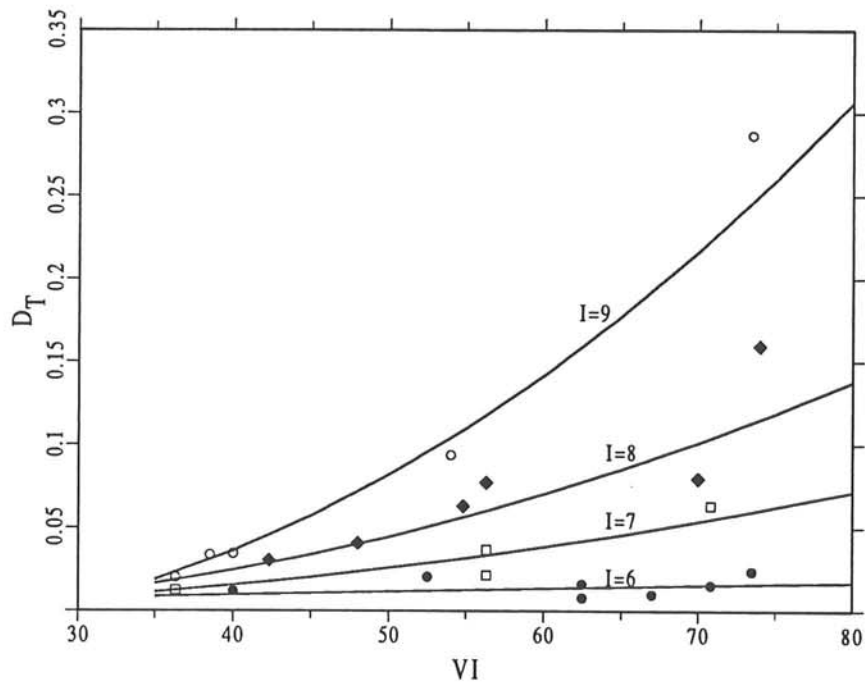


Fig. 6.12.- Funciones de vulnerabilidad para edificios de hormigón armado de dos vanos y diferentes intensidades I en la escala MSK.

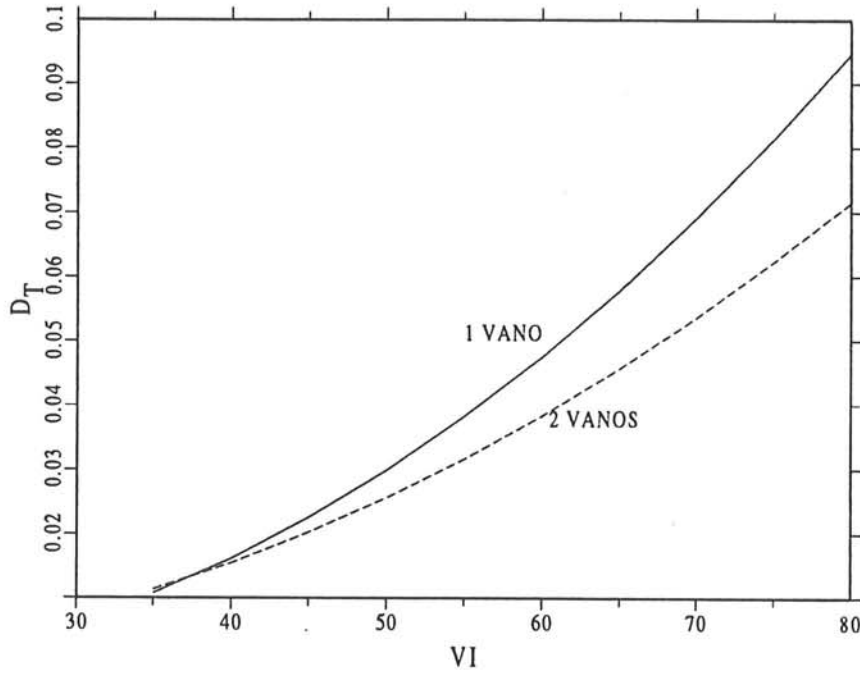


Fig. 6.13.- Comparación de las funciones de vulnerabilidad para $I = 7$ MSK.

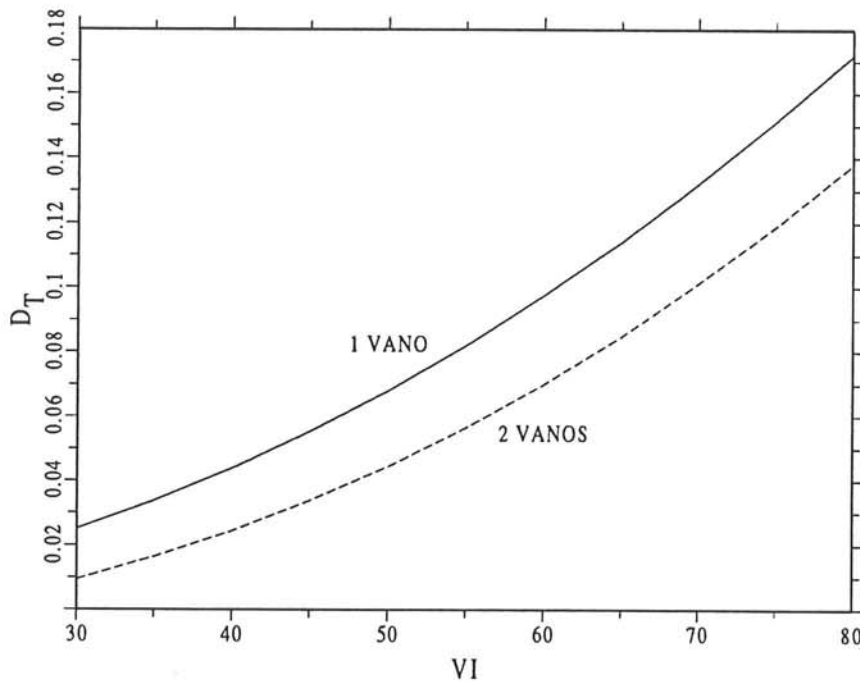


Fig. 6.14.- Comparación de las funciones de vulnerabilidad para $I = 8$ MSK.

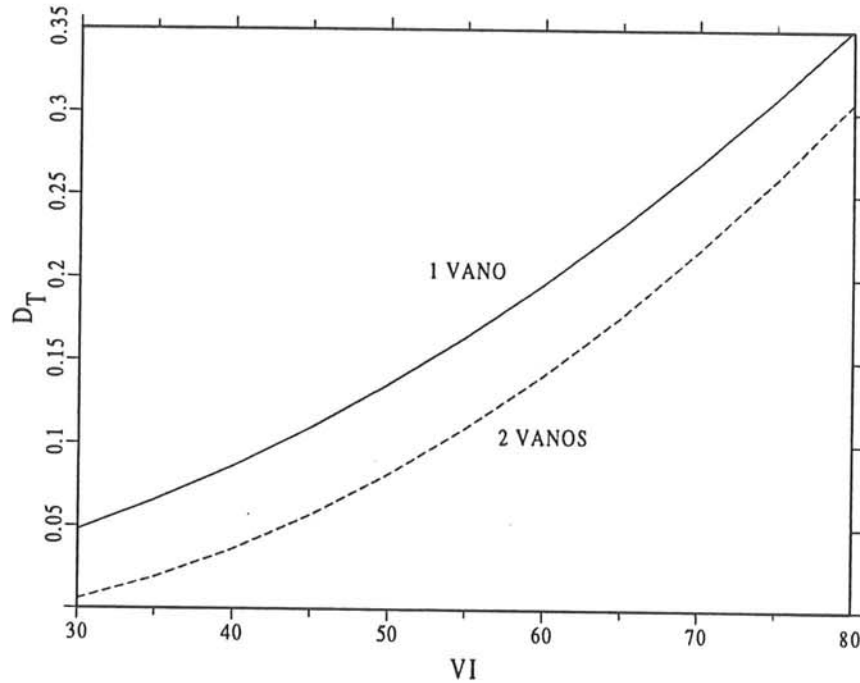


Fig. 6.15.- Comparación de las funciones de vulnerabilidad para $I = 9$ MSK.

REFERENCIAS

- [1] Y. J. Park, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete frame-shear-wall structures", *Technical Report No. NCEER-87-0008*, State University of New York at Buffalo, 1987.
- [2] Y. S. Chung, C. Meyer, M. Shinozuka, "SARCF User's guide: Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames", *Technical Report No. NCEER-88-0044*, State University of New York at Buffalo, 1988.
- [3] J. Canet, A. Barbat, **Estructuras sometidas a acciones sísmicas, cálculo por ordenador**, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, 1988.
- [4] M. Paz, **Dinámica estructural, teoría y cálculo**, Editorial Reverte, Barcelona, 1992.
- [5] Y. J. Park, H. S. Ang, Y. K. Wen, "Seismic damage analysis and damage - limiting design of R.C. buildings", *Civil Engineering Studies Structural Research Series No. 516*, University of Illinois at Urbana - Champaign, Illinois, 1984.
- [6] GNDT, "Instruzioni per la compilazione della scheda di rilevamento esposizione e vulnerabilità sismica degli edifici", Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Regione Emilia Romana, 1986.

- [7] J. J. Mas, "Una evaluación numérica de la vulnerabilidad sísmica de edificios de hormigón armado", *Tesis de Especialidad*, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1993.
- [8] C. Gavarini, P. Angeletti, "Assessing seismic vulnerability in view of developing cost/benefit ratios for existing r.c. buildings in Italy", *Proceedings of the Eight World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, 1984, Vol. 1, págs. 445-452.
- [9] M. Galindo, "Una metodología para el análisis numérico del comportamiento resistente no lineal de presas de hormigón bajo cargas estáticas y dinámicas", *Tesis doctoral*, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1993.
- [10] BOE, "Norma sismorresistente P.D.S.-1", *Boletín Oficial del Estado. No.- 279*, Madrid, 1974, págs 3723-3740.

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.

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