



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
CAMPUS ARAGON**

INGENIERIA CIVIL

**CONCEPTOS BÁSICOS PARA EL ANÁLISIS DEL
RIESGO SISMICO**

**T E S I S
PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
PEDRO RODRIGO CARTA VEGA**

**ASESOR DE TESIS: ING. TRINIDAD ADOLFO ALMAZAN
JARAMILLO**

JUNIO 2006



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

*A mis padres que toda mi vida
me apoyaron e impulsaron y
por los que tengo la mas
grande herencia que me
pudieron dar, el estudio.*

*A mis hermanos que a pesar
de las adversidades siempre
tuvieron una palabra de apoyo.*

*A mis familiares, amigos,
maestros y todas aquellas
personas que de alguna
manera se han ligado a mi vida
y creyeron en mi .*

*A todos mil gracias pero sobre
todo gracias a Dios que me
mantiene con vida y me ha
dejado llegar hasta este
momento.*

INDICE

INTRODUCCIÓN.

1. RIESGO SISMICO.

I.1 CONCEPTO DE RIESGO SÍSMICO.	5
I.2 BREVES APUNTES HISTÓRICOS.	8
I.3 DEFINICIÓN DE RIESGO SÍSMICO.	9
I.4 FORMULACIÓN MATEMÁTICA DEL PROBLEMA DE EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO.	14
I.5 APLICACIÓN PRACTICA DE LOS ESTUDIOS DE RIESGO SÍSMICO.	18
I.6 DILEMAS ÉTICOS EN EL USO DEL CONCEPTO DE RIESGO SÍSMICO.	21

2. ASPECTOS DE PELIGROSIDAD SISMICA.

II.1 PRINCIPALES PARAMETROS DE LOS TERREMOTOS	
Generalidades.	24
Sismicidad.	26
Ondas sísmicas y sus características.	27
Intensidad macrosísmica.	29
Magnitud.	30
Periodo de retorno y tiempo de exposición.	31
II.2 EVALUACION DE LA PELIGROSIDAD SISMICA A ESCALA REGIONAL	
Formas de evaluar la peligrosidad.	31
Caracterización de zonas fuente.	32
Propagación y atenuación de la energía sísmica.	34
Procedimientos prácticos de evaluación de la peligrosidad sísmica a escala regional.	35
II.3 EVALUACION DE LA PELIGROSIDAD SISMICA A ESCALA LOCAL.	
Efectos de modificación del movimiento sísmico.	40
Otros efectos de los terremotos.	43

3. VULNERABILIDAD SISMICA Y DISEÑO SISMORRESISTENTE.

III.1 LA RELACIÓN VULNERABILIDAD-DISEÑO.	44
III.2 LA RELACIÓN DUCTILIDAD-DAÑO EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO.	45
III.3 FORMAS DE CUANTIFICAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA.	48
III.4 FORMAS DE CUANTIFICAR EL DAÑO ESTRUCTURAL.	51
III.5 MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD.	
Aspectos metodológicos.	54
Edificios de mampostería no reforzada.	56
Edificios de concreto reforzado.	59

4. ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.

IV.1 ASPECTOS BÁSICOS.	62
IV.2 CRITERIOS DE DISEÑO.	
Conceptos básicos.	64
Criterios de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.	68

IV.3 RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACIÓN.	
Recomendaciones generales.	79
Ventajas y limitaciones de estructura con marcos y con muros de rigidez.	86
IV.4 REQUISITOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE LAS ESTRUCTURAS.	
Aspectos generales.	87
Estructuras de concreto.	88
Estructuras de acero.	97
Estructuras de mampostería.	99
Estructuras de madera.	103
CONCLUSIONES.	
ANEXO I.	106
ANEXO II.	123
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.	

INTRODUCCIÓN

Desde siempre el hombre ha tomado algunas medidas elementales para protegerse a sí mismo y a su comunidad de la fuerza destructiva de los terremotos, que son uno de los desastres naturales más terribles que afectan a la Tierra. Aunque desconocía completamente sus causas y el mecanismo a través del cual éstos dañaban o arruinaban sus construcciones, el hombre empezó a construir casas más sólidas, utilizando materiales que le parecían mejores porque las experiencias pasadas así lo demostraban. Asimismo, empezó a evitar emplazamientos señalados como peligrosos por la tradición popular, que hablaba de catástrofes ocurridas en el pasado en ciertos sitios. A partir de observaciones propias, o transmitidas de generación en generación referentes a las catástrofes debidas a los terremotos, el hombre empezó a aplicar reglas muy elementales de construcción sismorresistente. Como consecuencia de este lento proceso de evolución de las técnicas de construcción en las zonas afectadas por terremotos, denominado por algunos autores "*darwinismo arquitectónico*" para marcar su analogía con la teoría de la selección natural de las especies desarrollada por Darwin, se han llegado a construir estructuras con un comportamiento sísmico sorprendentemente, bueno.

Sin embargo, solamente a partir del comienzo del siglo XX se ha empezado a entender qué son los terremotos y a estudiar de manera rigurosa sus causas. Es sólo entonces cuando se ha comprendido que los sismos son el resultado de fuerzas naturales originadas por la liberación de energía en el proceso de evolución permanente del planeta.

Hoy en día, el nivel de conocimiento acerca del fenómeno sísmico ha avanzado notablemente: se conocen los lugares donde han ocurrido sismos en el pasado y se dispone de mapas en los que están representados todos estos lugares; los movimientos sísmicos se registran, se analizan y hasta se predicen, de manera que, con una cierta probabilidad, se sabe dónde y cuándo pueden esperarse futuros terremotos.

Es obvio que el proceso de liberación de energía sísmica no puede producir desastres mientras no afecte a una zona poblada de la Tierra. Pero la población del mundo se ha visto incrementada durante el último siglo hasta tal punto que es prácticamente imposible encontrar un sitio en la

superficie continental en el cual pueda ocurrir un sismo severo sin que genere enormes pérdidas. Además, como el tamaño de las ciudades sigue creciendo, -un 75% del crecimiento de la población mundial se produce actualmente en las grandes ciudades-, también se incrementan las pérdidas potenciales en éstas. En relación con este aspecto se determinó que los parámetros que condicionan la ocurrencia de un desastre sísmico son los siguientes:

Severidad del terremoto. Es evidente que un sismo poco severo no puede generar movimientos del terreno capaces de producir daños estructurales considerables.

Distancia entre el sitio donde se origina el sismo y la zona afectada. A grandes distancias, el movimiento del terreno se atenúa y, generalmente, no produce daños importantes. Existen excepciones en las que, en condiciones de suelo muy particulares, han ocurrido desastres a considerables distancias; tal es el caso de los terremotos ocurridos en el Distrito Federal de México en los años 1957, 1985 y en Caucete, Argentina en el año 1972.

Tamaño, distribución y desarrollo económico, de las poblaciones existentes en la zona afectada.

Grado de preparación contra el sismo. Por esto se entiende la existencia de planes de actuación en caso de desastres, desarrollados por las instituciones responsables de la administración, así como el grado de educación de la población para hacer frente a un terremoto.

Examinando estos factores, puede observarse que las consecuencias de un terremoto sobre una zona se incrementan cuanto más fuerte sea un sismo y más cercano a un centro urbano, cuanto mayor sea la población y el desarrollo económico y cuanto menor sea el grado de preparación. También puede hacerse una paradójica afirmación: a pesar de que la actividad sísmica permanezca constante en una cierta zona, con el paso del tiempo se produce un incremento de los desastres. La explicación es sencilla: por una parte, el crecimiento de la población en las grandes ciudades añade presión a la infraestructura urbana existente, sin que este efecto sea contrarrestado por un incremento en las medidas de protección contra los sismos; por otra, el crecimiento económico se produce de una manera continua a lo largo de los años y, obviamente, las posibles pérdidas debidas a terremotos también se incrementan en la misma medida.

Durante los terremotos ocurridos en el pasado se han observado que las pérdidas económicas y el impacto social que se registran dependen directamente del daño sufrido por los edificios y la infraestructura.

Esto es debido al número muy alto de edificios existentes en las zonas sísmicas y al hecho de que éstos sean vulnerables, es decir, propensos a sufrir daños durante la acción de los terremotos. También se ha observado que de entre todas las estructuras existentes en un área, las que originan el mayor número de víctimas por su colapso durante los terremotos son los edificios. La mayoría de éstos pueden catalogarse como antiguos, construidos sin diseño sismorresistente alguno o utilizando normas elaboradas en tiempos cuando la ingeniería sísmica aún estaba en sus comienzos; también es posible que durante algún terremoto anterior, estas estructuras hayan sufrido daños que quizás no se aprecien a simple vista. Como consecuencia, la predicción del daño que sufrirán los edificios durante futuros movimientos sísmicos y de las correspondientes pérdidas económicas constituyen el fundamento de una evaluación fiable del impacto de los terremotos. Obviamente, a las cuantiosas pérdidas debidas al deterioro de las construcciones durante los terremotos se añaden otras, también enormes, debidas a la interrupción de la actividad económica, de las líneas de comunicación y de los servicios públicos. Por todos estos motivos existe una necesidad cada vez mayor de que se tomen medidas de protección antisísmica y éstas son el resultado de una actividad multidisciplinaria. Dicha protección debe involucrar a investigadores, ingenieros, proyectistas, constructores, políticos, administradores, urbanistas, compañías de seguros, así como a la propia población.

Los terremotos severos suelen poner en evidencia los errores que se cometen en todas las fases de la realización de una estructura: cálculo, diseño y construcción; una incorrecta selección de los materiales de construcción es una fuente de error de carácter decisivo en las tres fases. Además de esto, los importantes avances en los métodos de cálculo, en las técnicas de diseño sismorresistente, en los procedimientos constructivos y en los materiales de construcción, no son suficientes para impedir un comportamiento sísmico deficiente de muchas estructuras. Y es necesario señalar también que, a pesar de las mejoras en las normas actuales de diseño sísmico, éstas aún no son infalibles se tiene constancia de que estructuras que sufrieron daños severos durante terremotos recientes habían sido proyectadas de acuerdo con normas sísmicas fundamentadas en conceptos y

principios generalmente aceptados en todo el mundo.

El concepto de riesgo sísmico está presente a lo largo de todo el libro; el siguiente capítulo está dedicado por completo al planteamiento del problema del riesgo y a las implicaciones en la práctica de la construcción en posteriores capítulos, se desarrollan aspectos relacionados con la peligrosidad y vulnerabilidad sísmica, que son los principales factores componentes del riesgo; y finalmente, se examinan algunas técnicas de diseño tradicional que permiten reducir el riesgo sísmico de los edificios de concreto reforzado.

Finalmente, es importante matizar algunos aspectos referentes a la relación existente entre el riesgo sísmico y el diseño de edificios. Aparentemente, dicha relación es menos evidente y habitualmente no es tomada en cuenta. Sin embargo, sería del máximo interés que los proyectistas dispusieran de datos acerca de la sensibilidad del riesgo en una zona urbana en relación con los parámetros del diseño sismorresistentes de los edificios. Esto permitiría identificar aquellos parámetros que tienen una influencia determinante sobre las futuras pérdidas por terremotos en la mencionada zona y considerar su mayor peso desde las fases iniciales del diseño.

CAPITULO 1

RIESGO SISMICO

I.1. CONCEPTO DE RIESGO SISMICO

Los terremotos fuertes son los causantes de catástrofes naturales tan terribles, que se calcula en mas de catorce millones el numero de víctimas que han provocado en todo el mundo desde 1775, cuando un sismo destruyo Lisboa. Durante el siglo pasado se han producido en el mundo mas de 1100 terremotos fuertes, ocasionando la perdida de mas de un millón y medio de personas. Ejemplos que se refieren solo al ultimo cuarto de siglo, demuestran las grandes perdidas producidas por terremotos tan destructivos como los de Rumania (1977), Chile (1985), México (1985), Armenia (1988), Estados Unidos (1987, 1989, 1994), Colombia (1983, 1994) o Japón (1995). Por todo ello, en el mundo entero empezaron a realizarse investigaciones para encontrar medidas que permitan mitigar el efecto de los desastres sísmicos.

Obviamente, a la perdida de vidas humanas debe añadirse las también cuantiosas perdidas ocasionadas por la interrupción de la actividad económica, de las líneas de comunicación y de los servicios públicos. En este contexto él, riesgo sísmico se ha definido como las perdidas esperadas en un *elemento en riesgo* durante un periodo de tiempo especificado. El elemento en riesgo puede ser un edificio, un grupo de edificios, una zona urbana, una ciudad entera o las personas que viven en los mencionados edificios o ciudad. Pero el elemento en riesgo también podría ser la actividad económica desarrollada en la zona, los servicios públicos o las líneas de comunicación. Por este motivo, el riesgo puede medirse en términos de perdidas de vidas humanas, de perdidas económicas o de daño físico de las estructuras, dependiendo dicha definición de cual es el elemento en riesgo. Estudios de este tipo han comenzado a llevarse a cabo a partir de los devastadores terremotos de Rumania (1977) y Yugoslavia (1979).

La principal causa de las grandes perdidas humanas y económicas que se producen en el mundo debido a los terremotos es el comportamiento sísmico inadecuado de las estructuras. Concretamente, hay que señalar que la causa del mayor numero de víctimas durante los terremotos se debe al colapso de los edificios. En este sentido, puede verse en la figura I.1 que un 75% de las

perdidas humanas que se han producido en el mundo entre 1900 y 1992 durante los terremotos se deben al colapso de estructuras.

**1 528 000 VICTIMAS CAUSADAS POR SISMOS
ENTRE 1900 Y 1992**



Fig. I.1 Causas de las víctimas de terremotos entre 1900 y 1992.

Debe destacarse en esta figura el gran numero de víctimas por colapso de edificios de mampostería no reforzada. Estos son edificios generalmente antiguos, sin diseño sismorresistente, débiles, que pueden sufrir daños importantes o fallas completas, incluso bajo la acción de fuerzas sísmicas de niveles bajos, pero que se encuentran en gran numero en todo el mundo. Es un hecho seguro que en el futuro previsible, gran parte de la población en continuo incremento de los países en vías de desarrollo seguirá viviendo en edificios de este tipo. Otro aspecto significativo que puede observarse en la figura I.1 es el numero comparativamente pequeño de edificios de concreto reforzado cuyo colapso ha producido víctimas. Esto es debido al numero relativamente pequeño de edificios de concreto reforzado que existían en el mundo en la primera parte del siglo pasado.

Sin embargo, existe una clara tendencia de cambio en esta situación, la cual se refleja en la gráfica de la figura I.2. Puede observarse que el numero de víctimas producidas por la falla de los edificios de mampostería no reforzada decrece a partir de la segunda mitad del siglo XX, mientras que se incrementa el de las víctimas por falla de los edificios de concreto reforzado. Este hecho es

una consecuencia de la continua reducción del número de edificios de mampostería no reforzada del mundo y del gran incremento de los de concreto reforzado.

**583 000 VICTIMAS CAUSADAS POR SISMOS
ENTRE 1950 Y 1992**

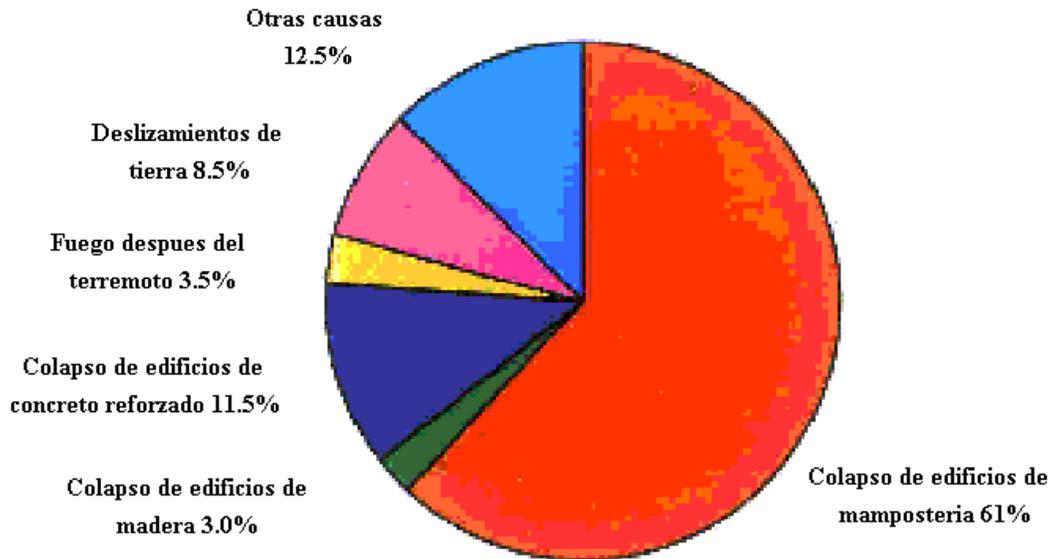


Fig. I.2 Causas de las víctimas de terremotos entre 1950 y 1992.

Los edificios de concreto reforzado son generalmente mas seguros, es decir, la probabilidad de que colapsen es menor. Sin embargo, se ha observado que su falla produce un mayor porcentaje de víctimas entre sus ocupantes que el de los edificios de mampostería. Además, durante la mayoría de los desastres sísmicos urbanos ocurridos durante la segunda mitad del siglo pasado se produjeron fallas muy graves de edificios de concreto reforzado.

Si el daño físico sufrido por los edificios durante los terremotos es el que más contribuye a las pérdidas económicas en una zona urbana, él número de víctimas esta fuertemente influenciado por él número de edificios de la zona que se colapsan. Por otra parte, las pérdidas económicas directas de un edificio, expresadas mediante la relación entre los costos de reparación y los de reposición, son la suma de las contribuciones de todos los estados de daño experimentados por los elementos estructurales y no estructurales del edificio.

I.2. BREVES APUNTES HISTORICOS.

Los métodos de estimación del riesgo sísmico fueron orientados en sus principios hacia la obtención de las primas de seguros antisismos. Y esta ha sido la tendencia general hasta los años 70,s; en estudios de este tipo el resultado perseguido es el costo de reparación del daño estructural, sin que la predicción del daño físico de una estructura fuera de interés. A partir del año 1972 empezaron a llevarse a cabo estudios de evaluación del riesgo sísmico por encargo del gobierno federal de Estados Unidos. En 1973 se desarrollo una nueva manera de relacionar las perdidas con el movimiento sísmico: la matriz de probabilidad de daño, que expresa la probabilidad de que en una estructura se produzca un cierto nivel de daño bajo la condición de que ocurra un sismo con un grado de severidad dado.

En 1976, después del terremoto de Friul, empieza a desarrollarse en Italia el método del índice de vulnerabilidad que permite evaluar el riesgo sísmico tanto en el ámbito local como regional. Este método ha sido aplicado desde entonces en todos los estudios post-terremoto llevados a cabo en Italia, con el resultado de que este país dispone actualmente de un importante banco de datos sobre daños en edificios. Mas tarde, el método se aplico también en España. A partir de 1979 se han realizado estudios de evaluación del riesgo sísmico en varios países europeos, promocionados por el programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (UNDP). Desarrollando una metodología propia, estos estudios tuvieron como objetivo evaluar el riesgo a nivel de la región de los Balcanes.

Un estudio de gran influencia en la evaluación del riesgo sísmico en Estados Unidos ha sido el ATC-13 (1985) que utiliza por una parte la matriz de probabilidad de daño desarrollada por Whitman y por otra opinión de expertos en un modo sistemático. Desarrollado por el *Applied Technology Council (ATC)* para evaluar el impacto económico de un terremoto severo en California, el ATC-13 (1985) proporciona porcentajes del daño físico en 78 tipos de estructuras, entre ellos 36 clases de edificios, para diferentes niveles de severidad de los terremotos.

Desarrollos posteriores se han orientado hacia la formulación de otras formas de representar la relación entre el daño y la severidad del terremoto, una mejor clasificación de la “*calidad sísmica*” de las estructuras, la utilización de representaciones más realistas del movimiento sísmico del terreno o una mejor descripción del comportamiento sísmico de las estructuras.

I.3. DEFINICION DEL RIESGO SISMICO.

Haciendo referencia solamente al comportamiento de las estructuras, **el riesgo sísmico puede definirse como el grado de perdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica.** A dicho lapso de tiempo se le denomina *periodo de exposición o periodo de vida* de las estructuras. En la evaluación del riesgo se requiere la definición previa de los conceptos de peligrosidad y de vulnerabilidad sísmica.

- La peligrosidad sísmica representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de un área dada, de un movimiento sísmico del terreno de un nivel de severidad determinado.
- La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico de una severidad determinada. La vulnerabilidad esta directamente relacionada con las características de diseño de la estructura.

Es obvio que los avances que se realizan en el campo del diseño de estructuras pueden aplicarse solamente a las estructuras nuevas. Sin embargo, él numero de estas es muy pequeño en comparación con él numero total de estructuras existentes en una zona. Consecuentemente, para reducir las perdidas debidas a los sismos, es necesario mejorar también el comportamiento de las estructuras antiguas. Dicha mejora requiere una evaluación previa del comportamiento sísmico esperado de las estructuras de la zona, lo que ha sentado las bases de los estudios de vulnerabilidad sísmica de las estructuras. Estos están orientados hacia la predicción de daños esperados en estructuras, en el supuesto de que ocurra un terremoto de cierta fuerza.

Las definiciones y las explicaciones anteriores hacen referencia a la interrelación existente entre peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo sísmicos: el riesgo depende tanto de la vulnerabilidad de la estructura como de la peligrosidad en el sitio y se expresa en costos que pueden ser de cualquier tipo: físico o mecánico, económico, financiero, de indemnización, social, humano, etc.

Para analizar con mas profundidad los conceptos introducidos, es necesario examinar los fenómenos que se producen desde el punto de emisión de las ondas sísmicas, denominado *foco*, hasta que dichas ondas alcanzan una estructura. En la figura 1.3 puede observarse que, al ocurrir un terremoto con ciertas características, parte de la energía liberada en el foco se convierte en ondas. Al propagarse estas por la tierra, se reflejan, se refractan, se atenúan o se amplifican, hasta llegar al basamento rocoso que se encuentra debajo del sitio de una estructura en forma de excitación sísmica, X_1 . Esta sufre un nuevo filtrado a través de las capas de suelo mas blando que se encuentran entre el basamento y la superficie, las cuales tienen una función de transferencia A; dicho filtrado tiene como resultado una nueva señal, X_2 . Debido al fenómeno de interacción suelo-estructura, que viene descrito por una función de transferencia I, la señal X_2 sufrirá un nuevo cambio que proporcionara la señal X_3 , a través de la función de transferencia D del edificio.

La evaluación de las funciones de transferencia I y D es un problema de ingeniería estructural, mientras que la evaluación de la excitación X_1 y el calculo de la función de transferencia A deben solucionarse mediante estudios de peligrosidad sísmica. En otras palabras, un estudio de peligrosidad tiene como objetivo caracterizar el movimiento del terreno que se produce en un lugar determinado como consecuencia de un terremoto. Los estudios de peligrosidad sísmica a nivel regional, también conocidos como estudios de *macrozonificación*, se dirigen a estimar el parámetro X_1 , mientras que los estudios de peligrosidad a nivel local - denominados de *microzonificación* - tiene como objetivo el evaluar la función de transferencia A y, por ende, la señal X_2 . A nivel macrosismico, es habitual caracterizar una zona a través de un parámetro denominado *intensidad*. En la practica existen varias escalas de intensidad, entre las mas utilizadas están las de Mercalli Modificada (MMI) y la de Medvedev, Sponheuer y Karnic (MSK) son las mas utilizadas. Referente a los estudios de microzonificación, debe precisarse que en la ingeniería suelen denominarse “estudios de evaluación de los efectos locales del suelo”. Para realizar estudios de este tipo se requieren investigaciones detalladas en varios campos tales como geofísica, geología y geotecnia.

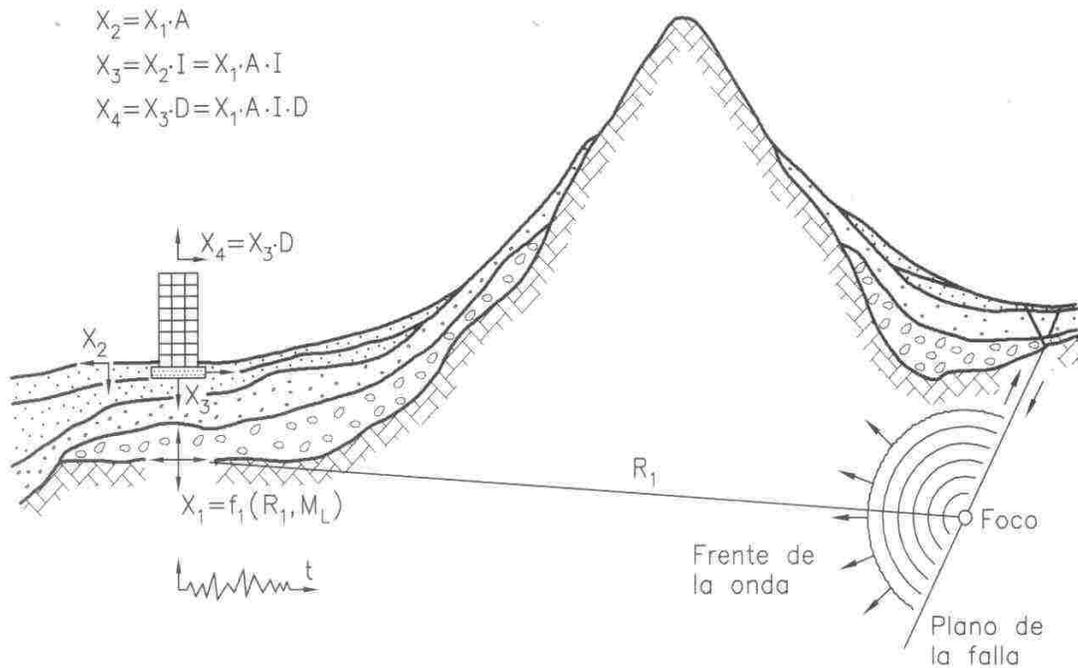


Fig. I.3 Propagación de la energía sísmica desde el epicentro hasta la estructura.

La experiencia ha permitido observar que edificios del mismo tipo, ubicados en la misma zona, sufren daños más severos que otros durante el mismo sismo, es decir, son "más vulnerables". Si se observa de nuevo la figura I.3, es evidente que la respuesta X_4 de la estructura es el resultado de la relación del movimiento al nivel de la cimentación con la función de transferencia D . Por lo tanto la vulnerabilidad, frente a un sismo es una propiedad intrínseca de cada estructura e independiente de la peligrosidad del sitio. Esto quiere decir que una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo si no se encuentra en un nivel suficientemente alto de peligrosidad sísmica. Pensando, por ejemplo en el caso de las autopistas elevadas, es sabido que estas son estructuras muy vulnerables y que muchas de ellas han sufrido daños muy severos e incluso colapso durante los terremotos relativamente recientes de Northridge, California, de 1994 y de Kobe, Japón, de 1995, tal como puede verse en las figuras I.4 y I.5.

La alta vulnerabilidad sísmica de este tipo de estructura es consecuencia de su falta de redundancia estructural. En la figura I.4 puede verse una falla típica en sentido transversal de una autopista elevada durante el terremoto de Kobe en 1995. el mal comportamiento de este tipo de estructura en sentido longitudinal se muestra en la figura I.5. sin embargo en la figura I.6 puede

verse el acueducto de Segovia, construido en el siglo I d.J.C., que ha sobrevivido en condiciones buenas a casi dos mil años de historia. Debido a la misma falta de redundancia estructural, el acueducto también es muy vulnerable frente a acciones sísmicas; su vulnerabilidad es incluso mas alta que la de las autopistas elevadas, puesto que el material utilizado en su construcción es una mampostería de piedra sin mortero. La explicación de su longevidad debe buscarse en la interrelación entre riesgo, vulnerabilidad y peligrosidad sísmica: a pesar de su alta vulnerabilidad, el acueducto se encuentra en una zona de sismicidad muy baja y el buen estado en que se encuentra es una prueba de que no ha sufrido nunca el efecto de algún terremoto fuerte.



Fig. I.4 Autopista elevada averiada por el terremoto de Kobe en dirección transversal.



Fig. I.5 Autopista elevada averiada por el terremoto de Kobe en dirección longitudinal.

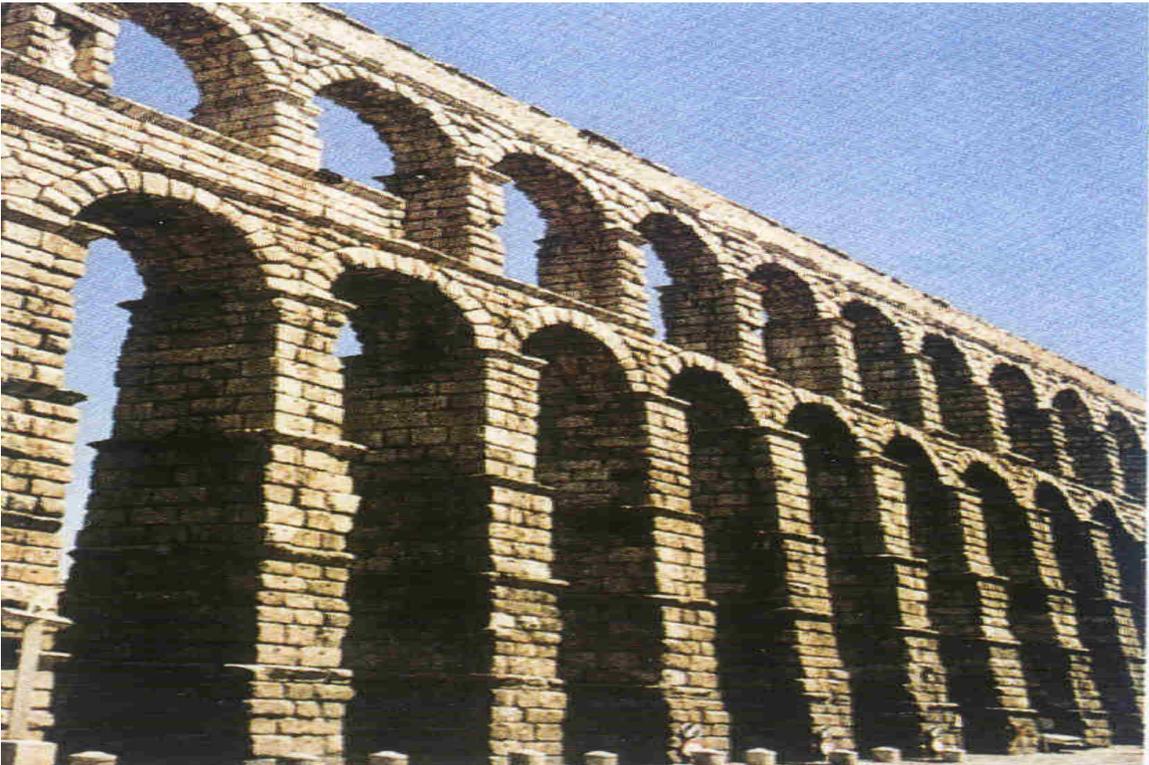


Fig. I.6 El acueducto de Segovia.

I.4. FORMULACION MATEMÁTICA DEL PROBLEMA DE EVALUACIÓN DEL RIESGO SISMICO.

El daño que sufre una estructura como consecuencia de un movimiento sísmico fuerte depende de tres factores:

1. La severidad del terremoto en el sitio.
2. Las características de la estructura.
3. Las funciones que relacionan el grado de daño esperado con la fuerza del terremoto.

Sandi (1983) desarrolla un marco matemático del concepto de riesgo sísmico. La formulación que propuso parte de definir el riesgo sísmico específico, S , como la probabilidad de que una estructura o grupo de estructuras sufra uno o varios grados de daño durante un tiempo de exposición dado. Matemáticamente esto significa que dicho riesgo se obtiene mediante la operación de la relación entre la peligrosidad sísmica H , definida como la probabilidad de ocurrencia de todos los niveles posibles de fuerza de los terremotos en la zona, y la vulnerabilidad V correspondiente a cada nivel de fuerza mencionado. Su expresión sería:

$$S = H \times V \quad (I.1)$$

El riesgo sísmico R se obtiene mediante la operación de la relación entre S y el valor C de los elementos en riesgo

$$R = S \times C \quad (I.2)$$

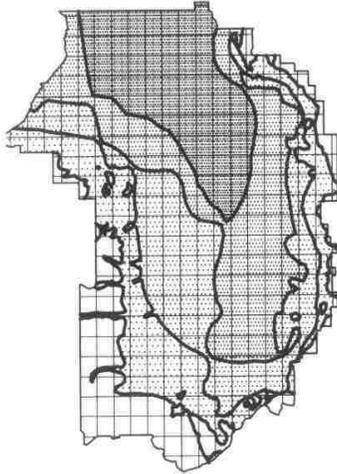
El valor de los elementos en riesgo proviene tanto de los costos directos de los elementos estructurales, no estructurales y del contenido del edificio, como de los costos indirectos. Dichos costos indirectos pueden ser por una parte sociales y por otra la reducción de la producción debida a la interrupción del servicio de las estructuras y de las comunicaciones.

Un proceso típico de evaluación del riesgo sísmico queda explicado de manera sintética en la figura I.7. El territorio se discretiza en un sistema de pequeñas unidades gráficas –I.7.a- para las que se almacena en una base de datos la información referente a su ubicación en la zona, a la macro y microzonificación, a las topologías estructurales existentes, a su valor económico, etc. A estos datos se les añaden relaciones entre el índice de daño económico global y la peligrosidad, como las que están esquematizadas en la figura I.7.b. Las relaciones de este tipo se denominan en los estudios de riesgo sísmico *funciones de vulnerabilidad*. En el caso de la figura I.7.b por ejemplo, la peligrosidad

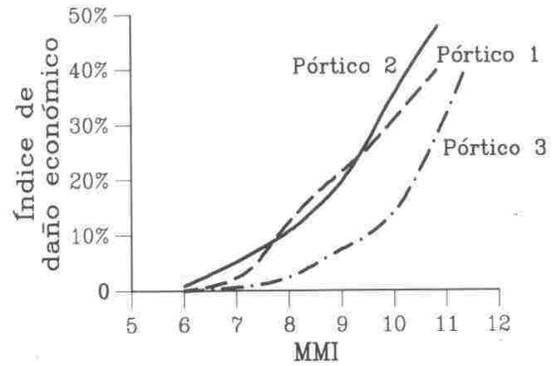
ha sido caracterizada mediante la intensidad macrosísmica de la escala de Mercalli Modificada (MMI). Se observa que en dicha figura se incluyen tres curvas, una para cada tipología estructural, denominadas genéricamente “Marcos 1, 2 y 3”. A partir de estos datos se obtiene un mapa como el de la figura I.7.c, conocido como *escenario de riesgo*, y que muestra las pérdidas esperadas en las estructuras debidas a un sismo con un cierto nivel de intensidad.

La presentación de los resultados en forma de mapas temáticos como el de la figura I.7.c, que muestra los posibles escenarios de pérdidas para una zona en estudio, permite estimar localizaciones y regiones con riesgo sísmico más alto, sitios con efectos locales del suelo más marcados o estructurales más vulnerables, sentado de esta manera las bases para identificar posibles soluciones que permitan reducir el riesgo sísmico. Estudios de este tipo pueden llegar a un cierto nivel de detalle que proporciona resultados como los de la figura I.8, en la que puede verse un mapa de zonificación de pérdidas humanas como consecuencia de un terremoto de determinadas características. Para llegar a este resultado se ha utilizado el escenario de daño obtenido como principal resultado de la figura I.7 y que está repetido en la figura I.8.a también se han utilizado datos acerca de la densidad de población, disponibles en forma de mapas temáticos como el de la figura I.8.b sin embargo, el punto crítico de todo el proceso de obtención del riesgo es la existencia de funciones empíricas como las de la figura I.8.c, que relacionen el daño estructural en los edificios con la tasa de víctimas. A partir de la relación de toda la información mencionada, se obtiene un mapa de riesgo en el cual está representada la distribución probable de víctimas en la zona.

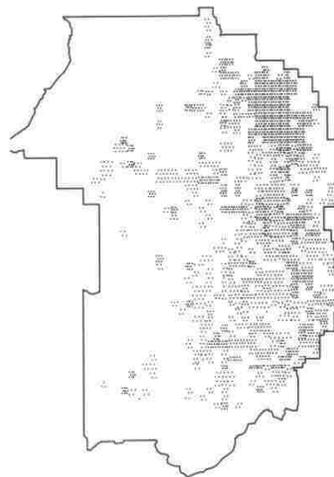
a) Datos del valor de los edificios, tipos de estructuras e intensidad del terremoto.



b) Funciones de vulnerabilidad para las estructuras por tipología.



c) Las pérdidas esperadas son calculadas para cada tipología e intensidad de sismo utilizando los datos del valor y las funciones de vulnerabilidad.

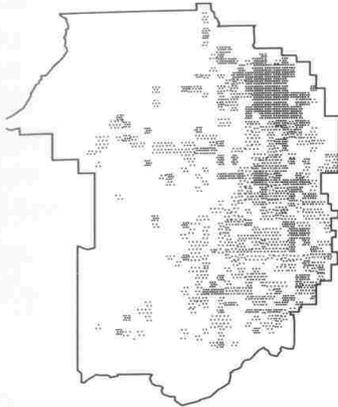


Pérdidas por estructura para un determinado periodo de exposición.

Fi

g. I.7 Proceso de la relación matemático-gráfico entre la peligrosidad y la vulnerabilidad sísmicas y obtención de escenarios de daño (a) Discretización del territorio. (b) Relaciones peligrosidad-índice de daño global (funciones de vulnerabilidad). (c) Mapa de riesgo que muestra las pérdidas esperadas en la zona para un sismo de una intensidad dada.

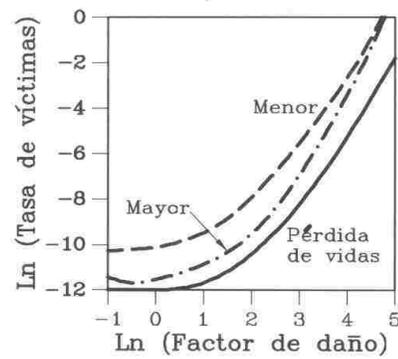
a) Evaluación de pérdidas



b) Datos de población



c) Relaciones de dano y densidad de población utilizados como factores en funciones de víctimas para calcular número de víctimas y densidades



Distribución espacial de víctimas

Fig. I.8 Proceso de evaluación de una distribución espacial de víctimas producidas por un terremoto.

Tal como se ha visto anteriormente, el riesgo sísmico puede expresarse como pérdida de vidas humanas, como pérdidas económicas o en forma de daño físico de las estructuras (riesgo específico). Haciendo referencia solo al caso de los edificios, es útil expresar el valor de su daño físico como costo de reparación de todo lo que ha sido dañado o puesto fuera de uso por el terremoto. Es necesario tener en cuenta que el valor del daño o incluso del colapso sufrido por los edificios de carácter histórico es enorme y, en muchos casos, de imposible evaluación económica.

I.5. APLICACIÓN PRACTICA DE LOS ESTUDIOS DE RIESGO SISMICO.

Después de haber visto una de las maneras de cuantificar el riesgo sísmico, sería interesante plantear el problema de cuales son los posibles usos prácticos que pueden darse a un estudio de riesgo y de quienes serian sus posibles usuarios. Según ciertos autores éstos son los organismos que realizan toda la prevención sísmica o la planificación pre-terremoto de una zona (incluyendo la elaboración de normas de diseño), la industria aseguradora y los organismos gubernamentales dedicados a la reducción de los efectos de los terremotos. Se plantea el problema en el marco de la teoría de las decisiones. Concretamente, analizan las posibles decisiones, sometidas a incertidumbres, que toman distintos usuarios a partir de resultados de estudios de riesgo sísmico, tipificando tres casos que incluyen la mayoría de las situaciones que pueden ocurrir en la practica. Éstas son:

1. Decisiones preventivas de carácter normativo para el diseño sismorresistente. En el caso más sencillo de todos. Las decisiones se deben tomar por los que elaboran las normas de diseño antes de que se haya producido un terremoto severo. Por este motivo se les denomina decisiones "a priori". Debe mencionarse aquí una incongruencia metodológica habitual en las normas de diseño sismorresistente y que demuestra que en la elaboración de las mismas no se tuvo en cuenta el concepto de riesgo sísmico. En un análisis fundamentado en el concepto de riesgo, las decisiones deben tomarse sobre el nivel requerido o deseado de protección frente a las acciones sísmicas. Sin embargo, en las normas existentes, el legislador toma las decisiones sobre los terremotos de diseño, que suelen definirse en términos de intensidad macrosísmica.
2. Decisiones preventivas relacionadas con la determinación de las primas de seguro sobre bienes en riesgo sísmico, que requieren la inspección de las estructuras después de un

terremoto severo, para así poder actualizar los datos acerca de su vulnerabilidad. Por este motivo son conocidas como decisiones “a posteriori”.

3. Decisiones preventivas a tomar por los responsables de protección civil u otros servicios de emergencia que lleven la elaboración de planes para reducir los efectos de los terremotos. Una vez producido el accidente por sismo, en el marco de los planes desarrollados *a priori*, se toman decisiones en tiempo real acerca del despliegue e intervención de efectivos en las zonas afectadas. Tales decisiones deben tomarse con rapidez, a medida que se recibe la información referente a los daños producidos.

A continuación se profundiza en este tercer tipo de decisiones, pero contemplando otras facetas del problema como, por ejemplo, las posibles formas de reducir los efectos de los terremotos.

Debido al continuo crecimiento del tamaño de las ciudades, el potencial de destrucción masiva de los terremotos también se incrementa paulatinamente. Como consecuencia, el riesgo sísmico en el mundo ha llegado a ser actualmente mayor que nunca en toda la historia y, además, sigue creciendo. Durante la segunda mitad del siglo pasado, se han producido en distintas regiones del planeta catástrofes sísmicas sin precedentes. Si las administraciones no empiezan a realizar esfuerzos importantes orientados a la reducción del riesgo, es muy probable que en el futuro ocurran con más frecuencia catástrofes similares o aun más graves.

Habitualmente, por “*mitigación del riesgo sísmico*” se entiende, en el ámbito de la ingeniería, la totalidad de acciones que tienen como objetivo la mejora del comportamiento sísmico de los edificios de una zona a fin de reducir los costos de los daños estructurales esperados durante terremotos. Últimamente se ha introducido en la práctica otro término, el de “*prevención sísmica*”, que es similar al anterior pero de un contenido más amplio: incluye aspectos humanos, sociales y administrativos relacionados con la reducción de los efectos sísmicos.

La forma de mitigar el riesgo sísmico en una zona urbana puede estudiarse partiendo de la definición del riesgo R . Observando las ecuaciones (I.1) y (I.2), es obvio que para disminuir R debe disminuirse la peligrosidad H , la vulnerabilidad V o el costo E .

Es posible reducir la peligrosidad sísmica actuando sobre las condiciones locales del suelo, escogiendo emplazamientos lo suficientemente alejados de las fallas, evitando los rellenos, los lugares de posibles asentamientos o deslizamientos, los de alto potencial de licuefacción y estudiando la posibilidad de utilizar técnicas para mejorar las condiciones del suelo.

En cuanto a la reducción de la vulnerabilidad, se deben considerar dos casos. El primero es el de una estructura futura, que se encuentra en fase de proyecto; la reducción de su vulnerabilidad puede lograrse mejorando su diseño sismorresistente especialmente mediante el cumplimiento de todos los requisitos de las normas sísmicas. Por ello, es también muy importante que dichas normas se perfeccionen a medida que avancen los conocimientos acerca del comportamiento sísmico de las estructuras. Adicionalmente, es esencial mejorar también la tecnología y la calidad de la construcción. El segundo caso es el de las estructuras ya existentes. En la práctica, es éste el caso más común, debido a la existencia de un número mucho más grande de obras construidas que de obras por construir. La única forma de mitigar el riesgo sísmico en este caso es reduciendo la vulnerabilidad de las estructuras de la zona a partir de una evaluación de las pérdidas sísmicas esperadas, lo que permite realizar un estudio económico costo-beneficio para decidir entre el refuerzo, la rehabilitación o la demolición.

Para reducir las pérdidas humanas se deben emprender campañas de preparación y educación de la población acerca de las formas de protegerse durante terremotos. El número de víctimas también podría reducirse elaborando reglamentos urbanos que traten de evitar concentraciones masivas en sitios de riesgo. Asimismo, es importante que los centros de atención y socorro frente a catástrofes estén emplazados en los sitios estratégicos y que su número sea adecuado a la población de la zona.

En la puesta en marcha de un *plan de prevención sísmica* en una cierta zona, tienen que tomarse medidas relacionadas con campos muy diversos, tales como la mejora del diseño de estructuras, el incremento de la calidad de la construcción, la toma de decisiones políticas y administrativas, la educación de la población, etc. Este hecho confiere a la prevención sísmica un carácter

multidisciplinar y hace que en su puesta en practica estén involucradas todas las personas que viven en la zona.

Finalmente, debe señalarse que durante las ultimas dos décadas, los resultados de los estudios de riesgo sísmico han sido utilizados solamente para cubrir las necesidades de planificación pre-terremoto en una zona. Pero después del terremoto de Northridge de California del año 1994, por primera vez se han tomado decisiones post-terremoto basadas en la evaluación de perdidas en los instantes posteriores al desastre.

I.6 DILEMAS ÉTICOS EN EL USO DEL CONCEPTO DE RIESGO SÍSMICO

La mayoría de los problemas relacionados con la acción sísmica son polifacéticos por su naturaleza y su resolución tiene un carácter multidisciplinar, implicando incertidumbres, juicios de expertos y ponderación de criterios completamente opuestos; también requiere la toma de decisiones difíciles que, a veces, tienen un carácter político. Algunos de estos problemas llegan a ser rutinarios, pero esto se debe solamente a la utilización de normas. Sin embargo, en otros casos, dar una solución, que muchas veces no es única, requiere un estudio de alternativas.

Una de las primeras dificultades con las que se enfrenta el ingeniero proyectista al plantearse la reducción del riesgo en una zona sísmica es la de *identificar, entender y aceptar* el riesgo en el que se encuentran todas las estructuras y cualquiera de sus elementos. Cualquier análisis del problema debe partir del hecho de que es imposible eliminar completamente el riesgo. A esto se añade el hecho de que los conocimientos acerca del riesgo son aun incompletos y los resultados están afectados por un alto nivel de incertidumbres. Estas repercuten en cualquier decisión relacionada con el riesgo sísmico de las estructuras; incluso las que se toman inmediatamente después de un terremoto están condicionadas por las incertidumbres en la ocurrencia de próximos sucesos sísmicos en la zona.

Debido a las incertidumbres en los resultados de los estudios de riesgo sísmico surgen dilemas éticos y morales referentes al uso que debe darse a tales resultados. Concretamente, se plantea el problema de cómo interpretarlos y a quién revelarlos. En California, por ejemplo, el criterio para dar a conocer tal información es la existencia de una situación de *riesgo inminente* para la población. Si

una especialista en el tema observa una situación de este tipo, está obligado a avisar a los posibles afectados. Sin embargo, no ha sido posible hasta ahora dar una definición, aceptada por todas las partes implicadas, de lo que es una situación de riesgo inminente en el contexto de sucesos tan poco frecuentes y tan difícilmente predecibles, pero con consecuencias tan terribles, como son los sismos. Considérese, como un ejemplo, el caso de los edificios construidos antes de 1970 en zonas sísmicamente activas de California y que tienen un sistema resistente formado por marcos no dúctiles de concreto reforzado. Existen miles de edificios de este tipo, cuya vulnerabilidad sísmica es muy alta, que pueden colapsar durante un terremoto suficientemente fuerte. A pesar de ello, muchos de los especialistas en riesgo sísmico consideran que el posible colapso de edificios durante terremotos futuros no es una situación de riesgo inminente; y consideran como válido este planteamiento incluso en el caso extremo en el que exista una probabilidad del 60% de que ocurra en la zona un terremoto fuerte en los próximos 30 años.

No obstante, otros especialistas tiene dudas acerca de que ésta sea la mejor línea de acción en un caso como este. Algunos consideran que la solución consiste en influir en los responsables políticos, a través de las asociaciones profesionales, para que tomen las medidas oportunas. Otros opinan que a partir de un cierto nivel de riesgo sísmico es necesario avisar directamente los posibles afectados. Esto hace que surja otro dilema: ¿Cuál es el nivel de riesgo que se puede aceptar y a qué precio? Distintos grupos de personas, relacionados de distinta forma con el tema, pueden tener opiniones diferentes acerca del riesgo aceptable; entre estos grupos pueden encontrarse los propietarios de edificios, los inquilinos, los responsables del ayuntamiento, los especialistas en riesgo sísmico, las empresas aseguradoras, etc.

A medida que los métodos de análisis sísmico de estructuras, la ingeniería de la construcción y la teoría de las decisiones avanzan, los conocimientos acerca del riesgo sísmico mejoran y también su cuantificación es más precisa. En este sentido puede mencionarse que hoy en día se dispone de metodologías de evaluación de pérdidas, de técnicas de investigación del comportamiento sísmico de las estructuras, de un mejor conocimiento de la relación entre el daño físico y el daño económico, de nuevos procedimientos de rehabilitación, de descripciones probabilistas de la peligrosidad, de mapas de peligrosidad, de escenarios de riesgo sísmico, de técnicas avanzadas de reducción de la vulnerabilidad de las estructuras (por ejemplo, mediante sistemas de aislamiento de base o de

disipación de energía), de datos observados acerca del comportamiento real de estructuras proyectadas usando normas sismorresistentes modernas, etc. Pero en este nuevo contexto, se plantea la cuestión de si las mejoras en la cuantificación del riesgo sísmico requieren un cambio en las obligaciones sobre la revelación de los resultados que se obtienen. Por ejemplo, al tenerse hoy en día conocimientos más amplios acerca del comportamiento de los edificios, ¿debe informarse a los usuarios de que un edificio, proyectado correctamente hace 20 años, puede que no se comporte adecuadamente durante un futuro terremoto? Puede plantearse un dilema similar sobre la necesidad de informar a los usuarios cuando crece la probabilidad de que ocurra un terremoto en una zona en la que existen estructuras de alto riesgo.

Hubo una época, ya bastante lejana, en la que existía la posibilidad de que el proyectista se encontrase en la punta del conocimiento técnico. Hoy en día, debido al rápido desarrollo de la ciencia y de la tecnología, se produce un importante atraso en la incorporación de los conocimientos más avanzados en el diseño y en las normas de diseño. Y uno de los aspectos menos tenidos en cuenta en el diseño es el del riesgo sísmico. No obstante, su consideración en la toma de decisiones de diseño es científicamente posible y perfectamente aplicable en la práctica. Por este motivo, sería ético elaborar normas de diseño sismorresistente, proyectar y construir edificios teniéndolo en cuenta como un factor importante.

CAPITULO 2

ASPECTOS DE PELIGROSIDAD SISMICA

II.1 PRINCIPALES PARÁMETROS DE LOS TERREMOTOS

Generalidades

En los países que se encuentran en zonas sísmicas, siempre se tomaron ciertas medidas de protección antisísmica muy básicas que, con el tiempo, se plasmaron en normativas de diseño sismorresistente. A pesar de ello, muchos de estos países siguen sufriendo desastres por terremotos. Una de las principales causas es la incorrecta predicción de las características de los terremotos que se esperan, es decir, de la peligrosidad sísmica, en la que se fundamenta la definición del terremoto de diseño estipulado en las correspondientes normativas.

La peligrosidad puede definirse de una manera muy intuitiva y general como la descripción de los efectos provocados por los movimientos sísmicos en el suelo de una cierta zona. En el capítulo anterior se ha dado una definición más rigurosa de la peligrosidad sísmica, como la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y en un área dada, de un movimiento del terremoto de una severidad determinada.

La peligrosidad no puede evaluarse únicamente en función del efecto de la actividad sísmica reciente. Por ejemplo, en el año 1990 la Agencia Meteorológica de Japón incluyó la zona de Kobe entre las 18 regiones de Japón de baja sismicidad, debido a que en los 30 años anteriores no tuvo una actividad sísmica relevante. Después del terremoto ocurrido en Kobe en 1995, las zonas de baja sismicidad de Japón se consideraron capaces de generar terremotos de alto potencial destructivo, precisamente por la falta de liberación de energía sísmica a lo largo de los años.

Para poder profundizar en el tema de la peligrosidad sísmica, en la primera parte de este capítulo se introducirán algunos elementos de sismología. En 1912, Alfred Wegener sugirió que las doce grandes zonas de corteza terrestre, denominadas **placas tectónicas**, están en continua modificación y que los continentes se formaron a partir de un supercontinente único denominado **Pangaea** (Weneger 1983). No pudo explicar completamente el complejo mecanismo que fragmentó

Pangaea, alteró el aspecto y desplazó las grandes superficies así formadas hasta convertirlas en los actuales continentes, proceso que se conoce con el nombre de **deriva continental**. La configuración actual de las principales placas tectónicas de la Tierra se ilustra en la figura II.1, en la que se indica con flechas la dirección de su movimiento.

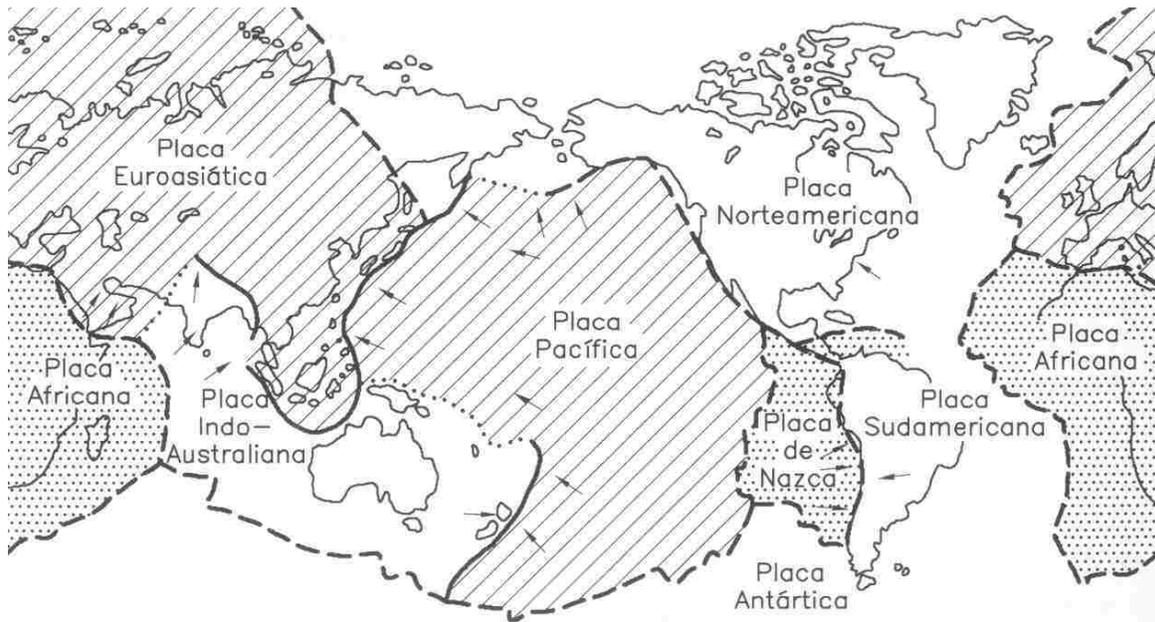


Fig. II.1 Principales placas tectónicas de la Tierra

Desde el punto de vista de la cinemática, un terremoto puede definirse como un movimiento caótico de la corteza terrestre, caracterizado por una variación en el tiempo de su amplitud y frecuencia. Se origina debido a una rotura ocurrida a una cierta profundidad bajo la superficie terrestre, en un punto teórico denominado *foco* o *hipocentro*. A la proyección del foco sobre la superficie terrestre se le denomina *epicentro*.

Las zonas sísmicas más activas del mundo, los denominados cinturones sísmicos, coinciden con los contornos de las placas tectónicas y también con las zonas en las que se concentran los epicentros de terremotos. Esto indica que la causa de los terremotos está directamente relacionada con los procesos tectónicos del planeta. Durante los sismos se produce una brusca liberación de la energía de deformación acumulada durante largos periodos de tiempo precisamente en las zonas de contacto entre las placas tectónicas. Los principales fenómenos geofísicos que se producen durante un terremoto consisten, por una parte, en deformaciones tectónicas, es decir, deformaciones en las

zonas de contacto entre las placas y, por otra, en la emisión y propagación de ondas sísmicas a través de la Tierra.

En lo que sigue, se introducirán los conceptos necesarios para poder explicar las posibilidades de cuantificar la peligrosidad sísmica en una cierta región o en un cierto emplazamiento de dicha región. En este sentido, se definirá la sismicidad y se harán unos breves apuntes acerca de la propagación de las ondas sísmicas. Luego, a fin de cuantificar la fuerza de los terremotos, se analizarán otros parámetros del movimiento sísmico, como la posibilidad de evaluar los efectos de los terremotos sobre las estructuras mediante estos parámetros.

Sismicidad

Para poder cuantificar y comparar la “actividad” sísmica de diferentes zonas, es preciso definir la *sismicidad*, que es la frecuencia de ocurrencia de fenómenos sísmicos por unidad de área. Originalmente, la sismicidad fue considerada simplemente como la distribución espacio-tiempo de los terremotos en la Tierra, lo que proporcionó datos acerca de la posición de los epicentros y de la fecha de ocurrencia de los sismos; luego se incluyeron también descripciones de sus efectos destructivos. Esta información, obtenida mediante la recopilación de datos históricos, ha dado origen a los catálogos sísmicos. Como ejemplo, en la figura II.2 puede observarse la distribución de la sismicidad del área Ibero-Magrebí, mientras que en la figura II.3 se presenta la sismicidad en América Central y del Sur.

Con los avances de la sismología instrumental se han confeccionado catálogos cada vez más completos, que incluyen datos que cuantifican más rigurosamente la fuerza de los terremotos (por ejemplo, en términos de energía sísmica liberada), su duración, las coordenadas exactas del foco, la dirección de propagación, la profundidad del foco, las características geológicas de la región, etc.

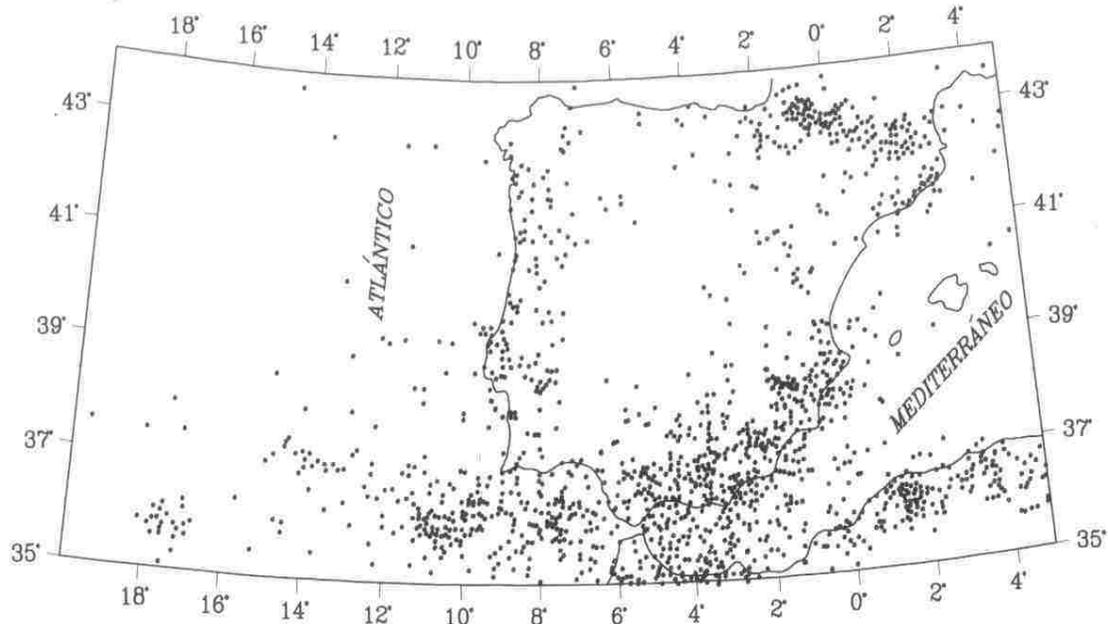


Fig. II.2 Distribución de la sismicidad del área Ibero-Magrebí

Ondas sísmicas y sus características.

Las ondas sísmicas se propagan desde el foco en todas las direcciones a través de la masa de la Tierra. Se clasifican en **ondas primarias**, P, y **ondas secundarias**, S. Las ondas P son de dilatación-contracción y su propagación implica cambios de volumen en el medio; como consecuencia, pueden atravesar tanto sólidos como fluidos. Las ondas S son de cortante y se propagan sin cambio de volumen, exclusivamente en sólidos. Existen también dos tipos de ondas superficiales, conocidas como L: las **ondas Rayleigh**, LR, que se propagan, al igual que las ondas P, con cambio de volumen, y las **ondas Love**, LQ que de igual manera que las S, son de cortante. Normalmente, un movimiento sísmico es una combinación de ondas P y S.

Las ondas sísmicas se registran mediante instrumentos denominados sismógrafos, colocados habitualmente en la superficie terrestre. Los sismógrafos se pueden diseñar para registrar alguna de las características cinemáticas de las ondas sísmicas, tales como la aceleración, la velocidad o el desplazamiento del movimiento del terreno. Los más usados en la ingeniería sísmica son aquellos que registran aceleraciones, denominados acelerómetros. Un registro de una onda sísmica sintetiza el efecto combinado del mecanismo de rotura en el foco, de las características del suelo según la

trayectoria de propagación, de los parámetros del instrumento registrador y de las condiciones de ruido ambiental en el lugar del registro.

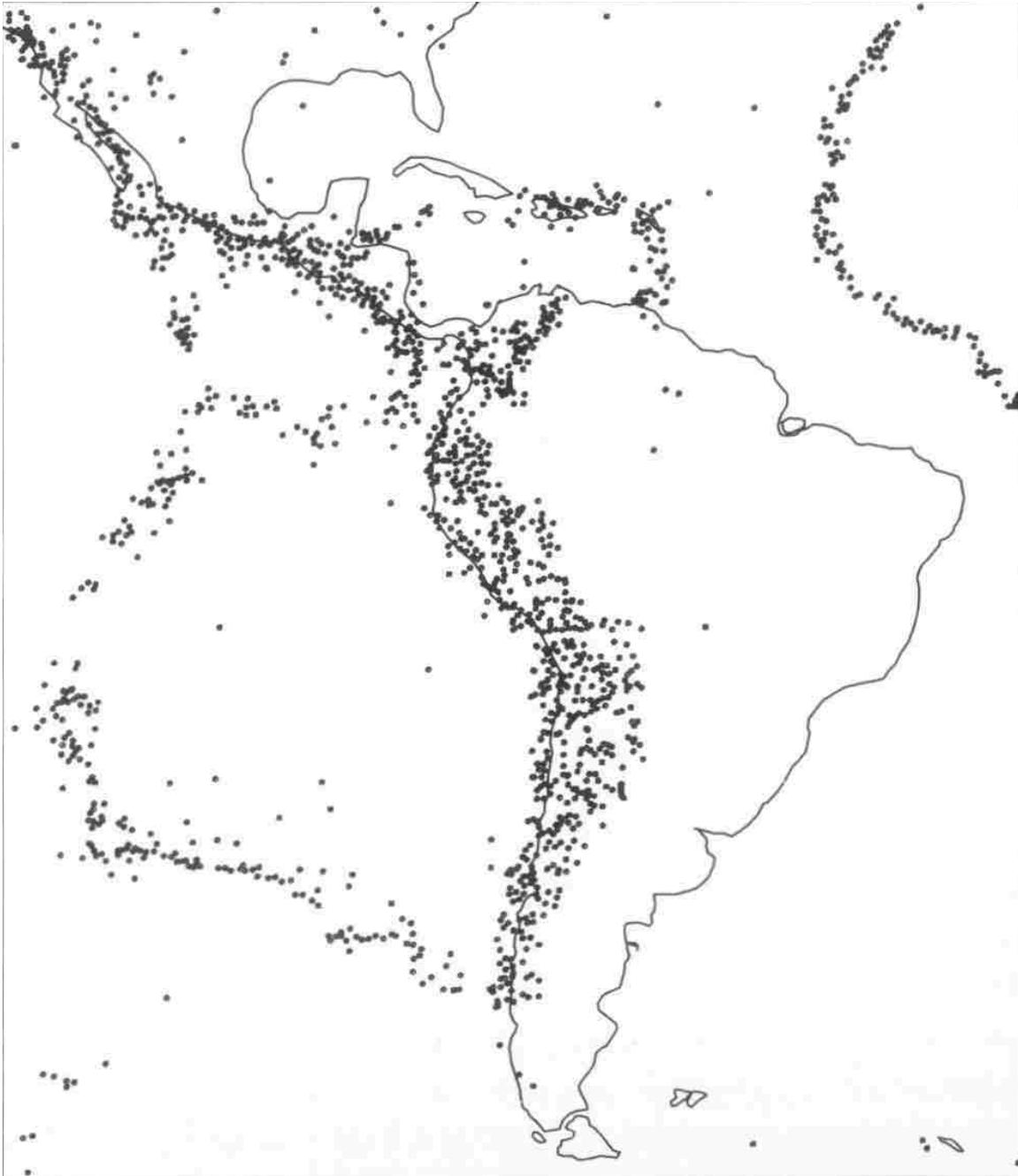


Fig. II.3 Distribución de la sismicidad en América Central, Sur y en sus zonas oceánicas.

Los cálculos sísmicos han estado siempre condicionados por la existencia de información acerca de la aceleración del terreno, debido al hecho de que prácticamente todos los desarrollos teóricos de

la dinámica de estructuras tienen como punto de partida la definición de la acción mediante registros de aceleración. Además, en las primeras normativas de diseño, la aceleración máxima del terreno, α_{\max} , era el parámetro esencial para definir la fuerza destructiva de los terremotos. Sin embargo, la utilización en el diseño de este único parámetro puede llevar a resultados inadmisibles. Por ejemplo, se han observado daños relativamente moderados en estructuras sometidas a movimientos sísmicos con una aceleración máxima muy alta. Esto significa que es muy arriesgado definir la peligrosidad promedio de un solo parámetro, puesto que otras características de los sismos como, por ejemplo, el contenido de frecuencias, la duración, la secuencia de los choques, etc., también influyen en el daño sufrido por las estructuras.

Intensidad macrosísmica

La intensidad macrosísmica es un parámetro que describe los efectos de los terremotos sobre estructuras, personas, suelo, objetos, etc., y proporciona una clasificación de la severidad del movimiento del terreno a través de dichos efectos. En un parámetro puramente descriptivo, cuya importancia radica en que aprovecha la información sísmica anterior a la aparición de los instrumentos de registro y en que también es útil en zonas donde no existen instrumentos.

En el caso de las estructuras, el efecto más relevante de los terremotos es el daño que sufren las mismas. Por este motivo, la intensidad macrosísmica ha sido extensamente utilizada en el pasado para la evaluación de daños en estructuras. Sin embargo, existen dificultades a la hora de asignar valores de intensidad a los diferentes terremotos que ocurren en una zona, puesto que dependen de la opinión de los observadores, de la uniformidad del tipo de construcciones observadas y de la no linealidad entre los grados de intensidad definidos por las diversas escalas de intensidad existentes en la actualidad.

Concretamente, para la descripción de la severidad de los sismos se han elaborado en el mundo más de 40 escalas diferentes. Entre ellas hay que citar la de Rossi-Forel (1873), continuando con todas las versiones de la de Mercalli (1902) y Mercalli Modificada (MMI) (1931, 1956, 1965), la de Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS) (1917, 1942) y la de Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK) (1964 y 1992). En cada escala se describen los efectos de los terremotos para cada grado de intensidad. La

escala Mercalli Modificada es la más utilizada en el continente americano, mientras que la MSK es muy utilizada en Europa, excepto en Italia donde se utiliza la escala MCS.

Habitualmente, los efectos de un terremoto sobre una cierta zona se presentan mediante mapas de **isosistas** o curvas de igual intensidad macrosísmica.

Debido a su propia definición, la intensidad no proporciona una idea precisa de la energía liberada por un terremoto. Por ejemplo, un terremoto superficial puede producir, en un cierto tipo de terreno, valores de intensidad muy altos, pero liberar al mismo tiempo una pequeña cantidad de energía.

Magnitud

El concepto de magnitud lo introdujo Richter en 1935, para poder comparar la energía liberada en el foco por diferentes sismos. La energía total liberada por un terremoto es la suma de la energía transmitida en forma de ondas sísmicas y la disipada mediante otros fenómenos. La magnitud es una medida de la energía total, calculada a partir de registros sísmicos (sismogramas). Puesto que Richter consideró que la amplitud de las ondas sísmicas es prácticamente una medida de la energía total, estableció para la magnitud local, M_L , la siguiente relación:

$$M_L = \log A - \log A_0,$$

donde A es la amplitud máxima registrada en un sismógrafo de torsión Wood-Anderson a una distancia dada, y A_0 es una función de atenuación correspondiente a un terremoto tomado como patrón ($M_L = 0$). Richter calibró la escala tomando el valor de $M_L = 3$ para aquel terremoto que a 100 km de distancia registra una amplitud $A = 1$ mm en el sismógrafo Wood-Anderson. El valor de la magnitud definida de esta manera no tiene límite matemático, pero sí físico; dicho límite viene determinado por las características de los materiales de la Tierra y no ha sobrepasado nunca hasta ahora el valor de 9. Posteriormente, Gutenberg y Richter propusieron expresiones para evaluar la magnitud a partir de ondas superficiales.

Finalmente, debe insistirse en la diferencia conceptual entre magnitud e intensidad. Por una parte, la magnitud es una característica objetiva, propia del sismo, puesto que esta relacionada con la energía liberada y se obtiene a partir de un registro sísmico, mientras que la intensidad depende del método utilizado en su evaluación y de la opinión de los especialistas que le determinan. Por otra, la magnitud de un sismo es sólo una, mientras que la intensidad del mismo varía dependiendo de la distancia entre el sitio donde se percibe el movimiento y el epicentro.

Periodo de retorno y tiempo de exposición.

En todas las normas de diseño sismorresistente, la peligrosidad sísmica se toma en consideración a través de algún tipo de definición del terremoto de diseño. Esta definición debe tener en cuenta la sismicidad de la zona y reflejar el carácter aleatorio de la ocurrencia de los fenómenos sísmicos. Por este motivo, una de las herramientas más útiles para caracterizar la peligrosidad sísmica es la Teoría de las Probabilidades. En este marco, una definición rigurosa del terremoto de diseño requiere la utilización de dos parámetros temporales: el periodo de retorno del terremoto y el tiempo de exposición de las estructuras.

El **periodo de retorno**, T_r , se define como el tiempo medio que transcurre entre la ocurrencia de dos sismos con las mismas características. Esta definición es un tanto genérica, puesto que debería precisarse cual es la característica que se utiliza para describir los dos terremotos. Esta podría ser la aceleración máxima, la intensidad, la magnitud, etc. Cuando se considera, por ejemplo, la aceleración máxima, al periodo de retorno se le denominará $T_r(\alpha_{\max})$.

De acuerdo con la definición dada en el Capítulo 1, el tiempo de exposición T , es el lapso de tiempo previsto para que una estructura o un grupo de estructuras permanezca en una zona sísmica; también se le denomina periodo de vida de la estructura.

II.2 EVALUACION DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA A ESCALA REGIONAL

Formas de evaluar la peligrosidad.

Los efectos que producen los terremotos en una zona y que describen su peligrosidad pueden ser la evolución en el tiempo de la aceleración, velocidad y desplazamiento sísmicos del terreno o sus valores máximos, la intensidad macrosísmica de la zona, la magnitud del sismo, etc. Para evaluar dichos efectos es necesario analizar todos los fenómenos que ocurren desde el instante de

la emisión de las ondas sísmicas en el foco hasta que dichas ondas alcanzan un cierto emplazamiento.

Una de las formas más útiles de las que se dispone para caracterizar la peligrosidad sísmica es la probabilista y, desde este punto de vista, el resultado más significativo de un estudio de peligrosidad sísmica es la probabilidad de que ocurra en una zona un sismo de determinadas características, asociado a un cierto periodo de retorno y a un tiempo de exposición dado de las estructuras.

Según se ha visto en el Capítulo 1, los estudios de peligrosidad sísmica a nivel regional se conocen como estudios de macrozonificación y tienen como objetivo determinar la función X_1 de la figura 1.3. Esto significa que un estudio de peligrosidad a escala regional proporciona una descripción de los parámetros de los terremotos al nivel del estrato de terreno firme o roca, sin que se tenga en cuenta el efecto de las capas superiores del suelo. Dicho estudio requiere caracterizar los siguientes dos aspectos fundamentales del fenómeno sísmico:

- Las **zonas fuente**
- El **mecanismo de propagación y de atenuación** de la energía sísmica.

Caracterización de zonas fuerte.

a) Localización

Las zonas del planeta donde se generan sismos se denominan **zonas sismogénicas**. Se supone que en ellas se originan sismos con mecanismos tectónicos similares, que corresponden, generalmente, a una o varias fallas activas. La localización y geometría de dichas zonas es de suma importancia para la evaluación de la peligrosidad de la zona.

Las dificultades de la tarea de identificación de las zonas sismogénicas se deben principalmente a la calidad de la información disponible acerca de la región en estudio y al tipo de fallas existentes en la zona. Por ejemplo, cuando las fuentes corresponden a *zonas interplacas* – asociadas éstas a las grandes fallas activas, superficiales, como las de la costa oeste del continente americano- la identificación es mucho más fácil. Por el contrario, cuando las fuentes corresponden a *zonas intraplacas*, -las que no están asociadas a fallas activas, como las de la costa oeste del

Mediterráneo- la tarea de identificación puede ser muy difícil. También las denominadas fallas ciegas, que sólo se pueden identificar después de que haya ocurrido algún sismo, como fue el caso de los terremotos de Withiers Narrows (1987) y Loma Prieta (1989) en California, dificultan la labor de identificación.

Cuando las fuentes sismogénicas son extensas y se hace difícil determinar todas las fallas activas que contienen, se requiere realizar una zonificación sismotectónica, es decir, subdivisión del territorio en estudio en zonas con un comportamiento sísmico homogéneo desde el punto de vista tectónico.

b) Cuantificación del potencial sísmico

La segunda característica de una zona fuente que se requiere conocer es el potencial sísmico; su evaluación puede hacerse utilizando procedimientos deterministas o probabilistas.

- ▶ **Método determinista.** Se parte de la suposición de que la sismicidad futura de una región será idéntica a la del pasado. Por este motivo, los valores serán idénticos a la del pasado. Por este motivo, los valores máximos de las características utilizadas para describir la peligrosidad, tales como la aceleración, la intensidad o la magnitud, se determinan a partir de los valores correspondientes en el pasado en la región. La crítica más importante que se le puede hacer a este método consiste en que el máximo histórico del parámetro que define la peligrosidad no tiene por qué ser necesariamente el máximo futuro. Pero, además de esto, los métodos deterministas son muy sensibles al nivel del conocimiento detallado del mecanismo sismogénico, circunstancia que se da en muy pocas zonas del mundo, este método es muy útil puesto que permite predecir la magnitud y el tiempo aproximado que podría transcurrir hasta que se produzcan futuros terremotos.
- ▶ **Métodos probabilistas.** Se fundamentan en el hecho de que, a partir de la sismicidad histórica, pueden establecerse leyes estadísticas que definan el comportamiento sísmico de una región. Dichos métodos requieren datos referentes a los siguientes aspectos:
 - Zonas sismogénicas
 - Terremoto máximo esperado en cada una de las zonas y su periodo de retorno

- Relaciones entre la frecuencia de ocurrencia y la magnitud para los terremotos de la zona.

El resultado final de la aplicación de métodos de este tipo es la probabilidad de ocurrencia de terremotos de distinta fuerza en un lugar dado y en un intervalo de tiempo determinado. La tendencia general es la de caracterizar los terremotos a través de las intensidades macrosísmicas máximas o de las aceleraciones máximas esperadas en una zona. Este tipo de resultado es de gran utilidad para la ingeniería a la hora de definir la acción sísmica de diseño, puesto que evita la utilización únicamente de los valores máximos deterministas de la acción.

Propagación y atenuación de la energía sísmica.

Una vez conocidas las zonas sismogénicas del territorio en estudio y su potencial sísmico, se requiere conocer como se propaga, entre la fuente y un punto específico de la Tierra, aquella parte de la energía liberada en el foco que se convierte en ondas sísmicas. Haciendo de nuevo referencia a la figura 1.3 del Capítulo 1, se recuerda que las ondas sísmicas se propagan a través de los estratos rocosos hasta llegar al punto donde la señal está representada por X_1 . En el trayecto R_1 , recorrido por las ondas se producen diferentes fenómenos, entre los que los más importantes son la expansión geométrica y la **atenuación anelástica**.

La **expansión geométrica** consiste en la disminución de la amplitud de las ondas con la distancia recorrida, debido a la variación de la energía por unidad de volumen como consecuencia de la ampliación del frente de onda. La atenuación anelástica también produce una reducción de la amplitud, pero debido a la pérdida de energía de las ondas sísmicas en forma de calor, a las deformaciones inelásticas del medio, así como a la interacción entre ondas y a la heterogeneidad del medio atravesado. Esto quiere decir que la atenuación depende tanto de la distancia recorrida, como de las características del medio por el que se propagan las ondas sísmicas.

Examinando el mapa de isosistas de un terremoto se observa que los efectos de los terremotos decrecen a medida que las ondas se alejan del foco. Por este motivo, la relación intensidad-atenuación ha sido muy utilizada para inferir funciones, denominadas *leyes de atenuación*, que

describan el fenómeno en cuestión. Habitualmente, dichas funciones relacionan la intensidad en un sitio con la distancia focal.

Es importante también obtener relaciones entre los valores máximos de la aceleración y la intensidad macrosísmica, puesto que en el diseño de estructuras la definición de la acción sísmica o en espectros de respuesta. Por ejemplo, se han sugerido expresiones como la siguiente:

$$\text{Log } a_h = 0.14 I_{\text{MMI}} + 0.24 M - 0.68 \log R + 0.73 + \beta$$

donde a_h es la aceleración horizontal máxima, I_{MMI} es la intensidad macrosísmica en la escala Mercalli Modificada, M es la magnitud del terremoto, R la distancia epicentral y β caracteriza sísmicamente la región .

Procedimientos prácticos de evaluación de la peligrosidad sísmica a escala regional.

La evaluación de la peligrosidad sísmica en una región completa puede realizarse utilizando diferentes métodos. Habitualmente, se utilizan algoritmos tan conocidos como los de Cornell y de McGuire. Otros, como, por ejemplo, el propuesto por Egozcue *et al.* (1991), utilizan técnicas bayesianas para solucionar el problema de la falta de datos en regiones de sismicidad moderada o baja. En algunos de los métodos, la peligrosidad se define a través de la intensidad macrosísmica, en otros mediante la aceleración máxima del terreno o de otros parámetros del movimiento sísmico.

Debe hacerse una observación importante acerca de la utilización de la intensidad macrosísmica como parámetro descriptivo de la peligrosidad. Este uso se le da en muchas de las normativas del mundo, en las que la intensidad es un parámetro fundamental en la definición, la intensidad es un descriptor de los efectos que producen los sismos, entre los cuales el efecto sobre las estructuras es el que más interés tiene en este contexto. Concretamente, expresa el daño que sufre un cierto tipo de estructura sometida a un terremoto con un nivel de fuerza dado, lo que puede interpretarse como una forma de evaluar la vulnerabilidad estructural. Consecuentemente, nos encontramos con el hecho de que el mismo parámetro, la intensidad macrosísmica, se utiliza para definir la acción sísmica y la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, lo que es incongruente. Esta incongruencia no puede evitarse si no se utilizan parámetros distintos para describir la acción y la vulnerabilidad.

A pesar de todo, en muchos estudios de riesgo se han utilizado en el pasado escalas de intensidad macrosísmicas para caracterizar la acción, especialmente debido a la circunstancia de que los terremotos históricos están documentados mediante tales escalas. Sin embargo, los grados de intensidad definidos en estas no están correlacionados adecuadamente con otros parámetros que definen la peligrosidad sísmica como son, por ejemplo, la aceleración máxima del terreno, la aceleración espectral, y la duración del sismo. Por otra parte, tampoco facilitan la evaluación de los efectos locales del suelo, ni la cuantificación del daño puesto que características clave para evaluar el daño de los edificios, como son la rigidez o el periodo fundamental, no pueden relacionarse con las escalas de intensidad.

En el proceso de evaluación de la peligrosidad sísmica a escala regional que se explica en el esquema de la figura II.4, se consideró que el parámetro de cálculo es la aceleración máxima esperada en terreno firme. Dicha aceleración puede relacionarse directamente con la intensidad macrosísmica mediante alguna expresión empírica. El proceso de evaluación comienza con la caracterización de las fuentes sismogénicas (en número de cuatro en este caso concreto) y la ubicación del emplazamiento en la región –véase la figura II.4a-. Luego se establecen las leyes de recurrencia para cada una de las zonas fuente, tal como puede verse en la figura II.4b y se definen las leyes de atenuación; un ejemplo de tales leyes se da en la figura II.4 c. A partir de todos estos datos, es posible considerar el efecto combinado de cada una de las zonas fuente y determinar la probabilidad de que se produzcan distintos valores de aceleración. En el caso de la figura II.4d, se determina la probabilidad $P(a)$ de que una aceleración generada por una fuente sismo genética cualquiera resulte igual o inferior a un cierto valor a prefijado, siempre y cuando el sismo tenga una magnitud mayor que una especificada como mínima, cuyo valor es usualmente $M_{\min} \geq 3$. La forma típica de $P(a)$ se observa en la figura II.4d y la distribución de la probabilidad de que se produzca una aceleración máxima a_{\max} ; $P(a_{\max})$, puede verse en la figura II.4e para diferentes valores del tiempo de exposición, T , en años.

En el diseño de estructuras se adopta un nivel de acción acorde al periodo de vida de la estructura, T ; dentro de este periodo de tiempo se espera que la acción de diseño no sea excedida por un determinado nivel de probabilidad de ocurrencia. El periodo de vida varía según la

importancia de la estructura y, por ello, es de gran interés relacionarlo con el periodo de retorno de la aceleración máxima de los terremotos, $T_r(a_{max})$. La probabilidad de excedencia, en T años, de un sismo asociado al periodo de retorno $T_r(a_{max})$, se expresa de la siguiente manera:

$$P_T(a_{max}) = 1 - \left[1 - \frac{1}{T_r(a_{max})} \right]^T$$

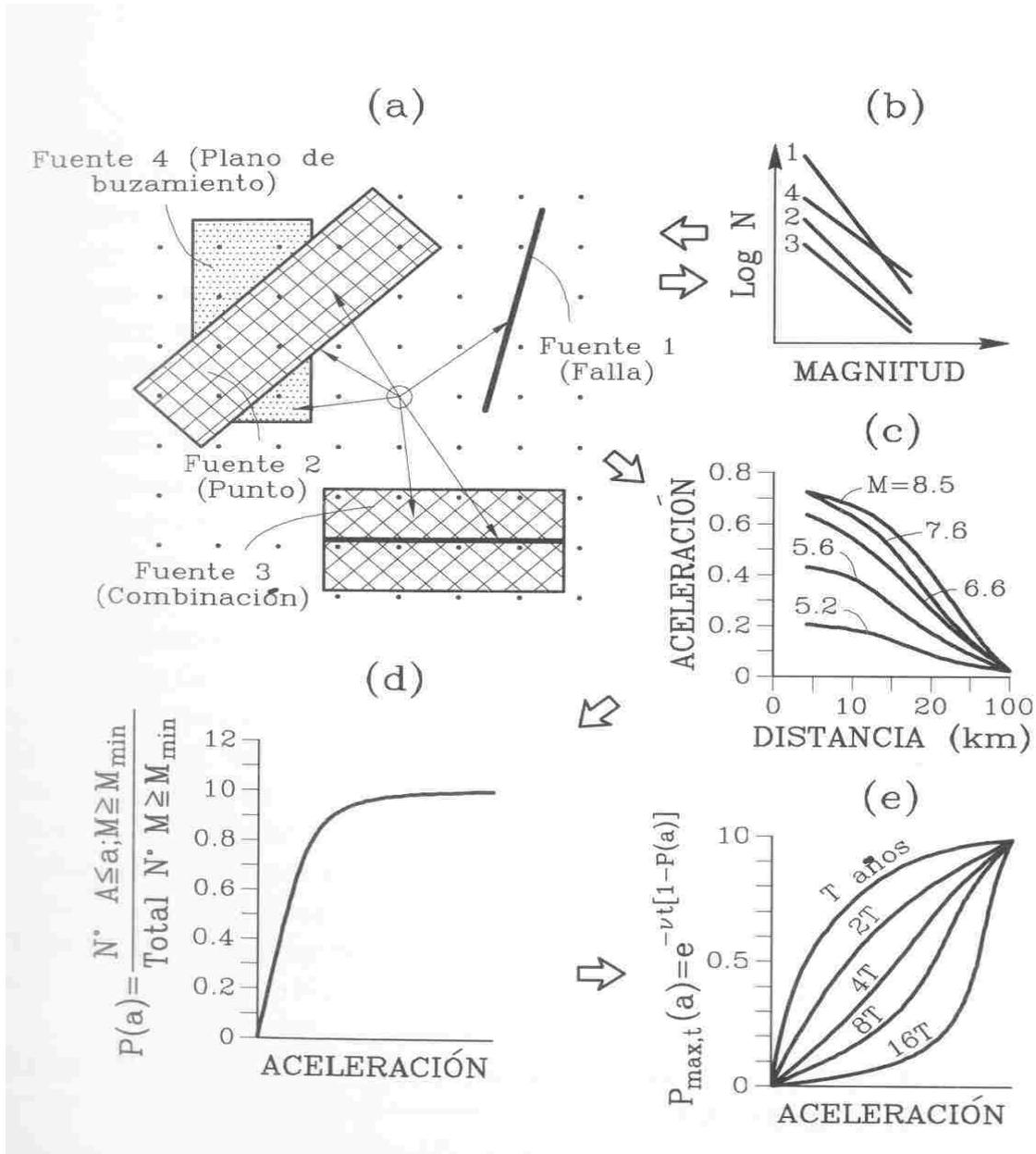


Fig. II.4 Proceso de evaluación de la peligrosidad sísmica.

Mediante tales relaciones se han obtenido mapas de peligrosidad sísmica de regiones enteras para terremotos con distintas intensidades probables (o distintas aceleraciones máximas), asociadas a un periodo de retorno determinado. Un ejemplo es el mapa de peligrosidad sísmica de España de la figura II.5, en el cual pueden verse las isosistas correspondientes a las intensidades MSK y a un periodo de retorno de 1000 años. Otro ejemplo es el de la figura II.6, que muestra las aceleraciones horizontales del terreno esperadas en España para un periodo de retorno de 500 años.

La preparación cuidadosa de los datos tiene mayor influencia sobre los resultados de un estudio de peligrosidad que el propio método de cálculo utilizado. Las dificultades que influyen de manera determinante en la fiabilidad de los resultados de un estudio de peligrosidad son, por una parte, la falta de catálogos históricos completos y, por otra, las incertidumbres en el conocimiento de las fuentes sismogénicas, leyes de atenuación, localización de los epicentros e intensidades. Estos factores tienen una influencia especialmente grande en el caso de regiones de sismicidad moderada y baja.

II.3 EVALUACION DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA A ESCALA LOCAL.

Muy pocas veces es posible cimentar las estructuras sobre un estrato rocoso, por lo que es necesario completar los estudios a escala regional con otros, que permitan conocer cuál es el efecto de las capas superficiales de suelo, que habitualmente son de menor calidad. A estos se les conoce como estudios de peligrosidad sísmica a escala local o también como estudios de microzonificación, y plantean básicamente dos tipos de problemas:

- Determinar el efecto de la amplificación dinámica de la vibración debida al suelo que se encuentra sobre roca en la proximidad del lugar en estudio; asimismo, evaluar la correspondiente distorsión de la señal sísmica consecuencia de su filtrado a través de las capas del suelo.
- Analizar otros efectos locales producidos por las ondas sísmicas, tales como deslizamientos, licuefacción, etc.

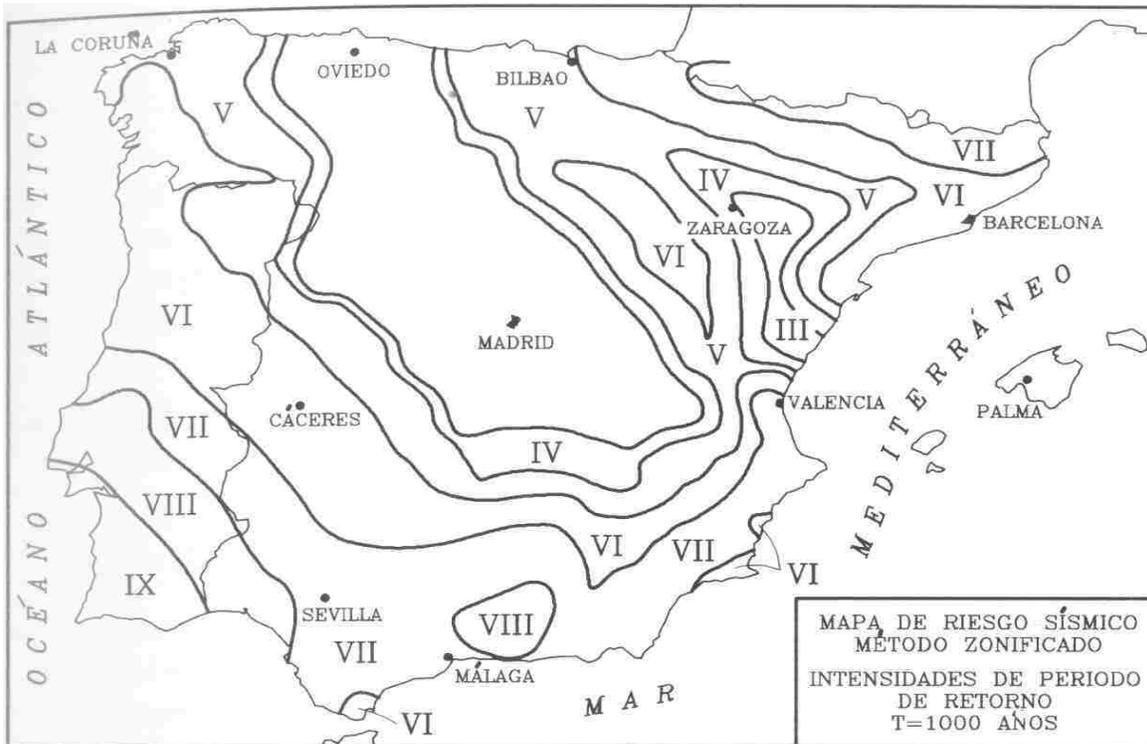


Fig. II.5 Mapa de peligrosidad sísmica en intensidades de España para un periodo de retorno de 1000 años.

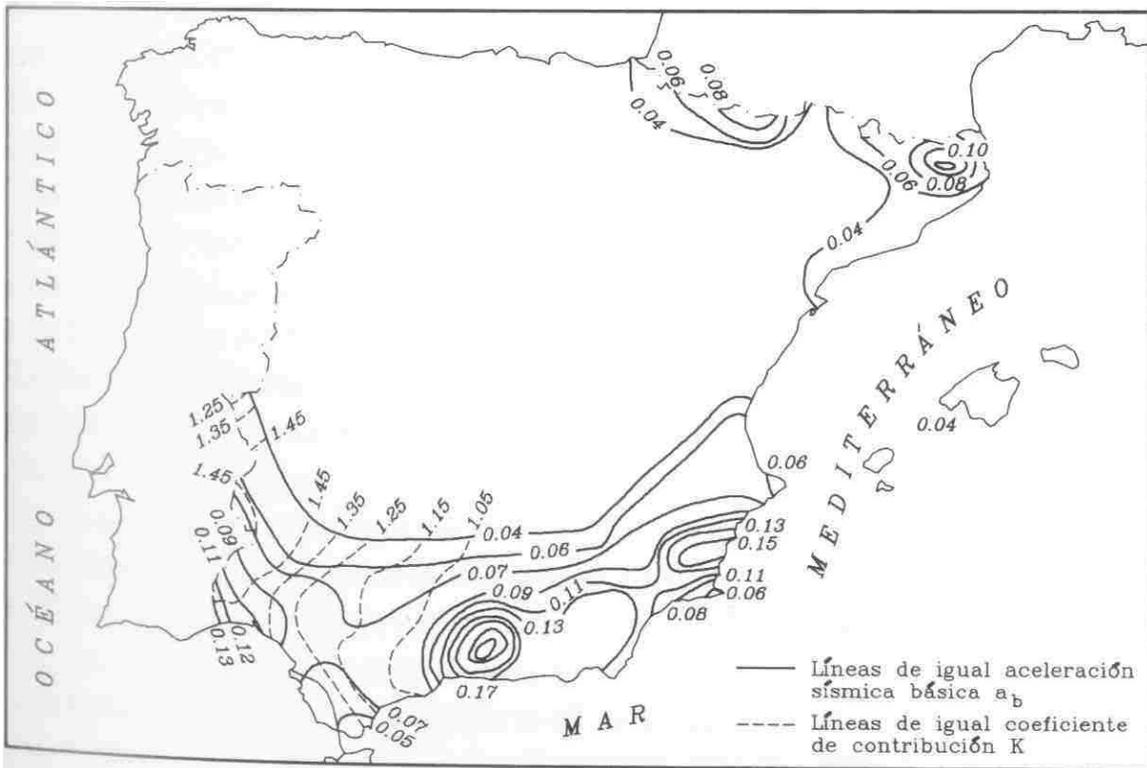


Fig. II.6 Mapa de peligrosidad en aceleraciones de España para un periodo de retorno de 500 años.

Efecto de modificación del movimiento sísmico.

Durante terremotos pasados se han detectado, a veces, mayores daños en estructuras emplazadas en lugares más alejados del epicentro que en otras, más cercanas. También se ha observado que registros sísmicos obtenidos en el mismo sitio, en el subsuelo y en la superficie, tienen diferente amplitud, contenido de frecuencias y duración, tal como puede apreciarse en la figura II.7.

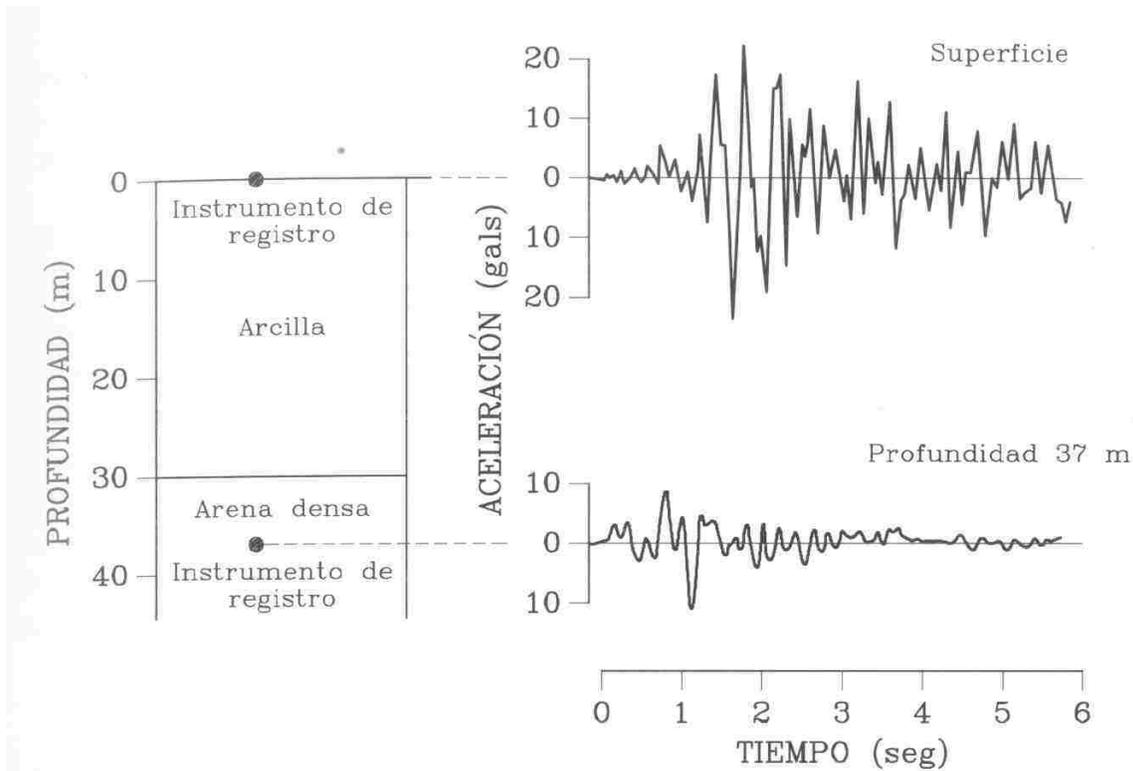


Fig. II.7 Registros de aceleración en la superficie y en el subsuelo obtenidos en Urasayu, Japón, mostrando efectos locales de amplificación.

El comportamiento de un depósito de suelo es el de un filtro cuya función de transferencia depende de las características de las capas del suelo. Por este motivo, el suelo puede comportarse en algunas situaciones como amplificador y en otras como disipador de energía. En el primer caso, las capas del suelo que constituyen el filtro incrementan la amplitud y modifican el espectro de frecuencias de las ondas; en el segundo, amortiguan el movimiento, distribuyendo una parte de la energía de vibración al suelo del entorno y otra a las estructuras. Para la frecuencia de resonancia se producirían daños catastróficos en las estructuras que no tengan la ductilidad suficiente. De hecho, tal circunstancia ha sido observada durante muchos terremotos ocurridos en el pasado.

Uno de los ejemplos más conocidos es el del terremoto del Distrito Federal de México, del año 1985, durante el cual se alcanzó una magnitud de $M_s = 8.1$ y una intensidad de IX en la escala Mercalli Modificada a 400 km del epicentro. El sismo provocó el colapso parcial o tal de 400 edificios y causó la muerte de al menos 10 000 personas. La capa sedimentaria saturada de un antiguo lago que forma el subsuelo de ciertas zonas de la ciudad, que en algunos puntos alcanza un espesor de 46 m, causó una fuerte amplificación, llegándose a registrar una aceleración máxima de más de 4 y hasta 5 veces la correspondiente al suelo firme. En la figura II.8 se muestra la componente este-oeste de los acelerogramas registrados en dos estaciones diferentes, la primera situada en la Ciudad Universitaria (UNAM) en suelo firme y la segunda en la Secretaría de Comunicación y Transporte (SCT) en suelo blando. La figura II.9 muestra los espectros de respuesta de los acelerogramas anteriores; puede verse el efecto del suelo blando tanto en la amplitud como en el contenido de frecuencias.

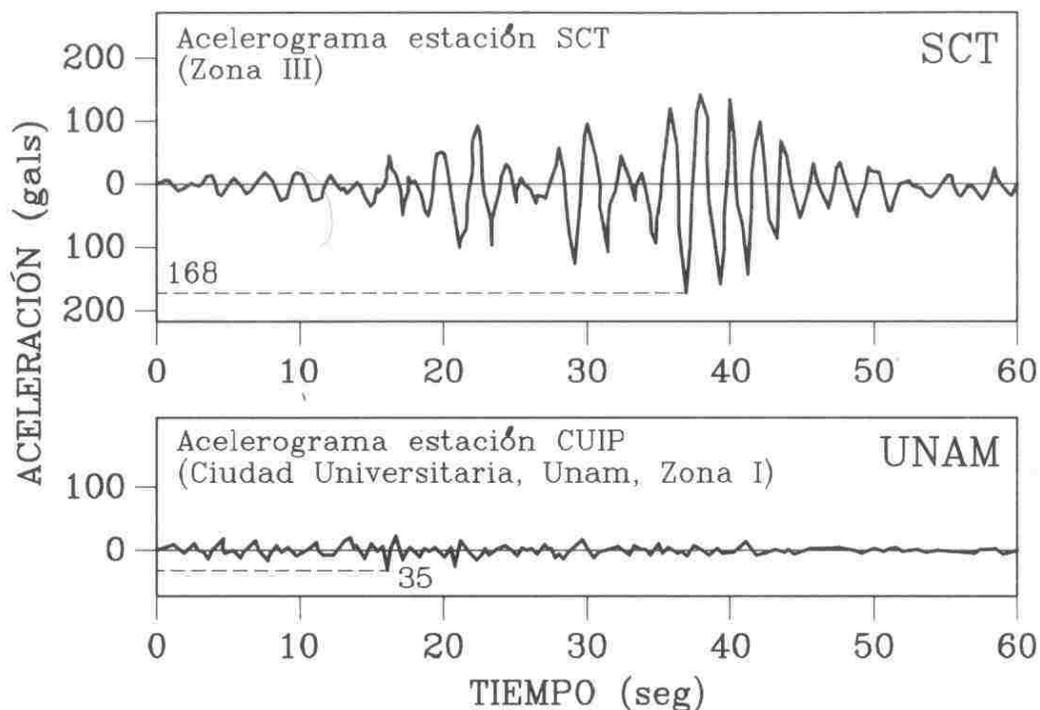


Fig. II.8 Componente este-oeste del acelerograma del terremoto de Michoacán, México, 1985.

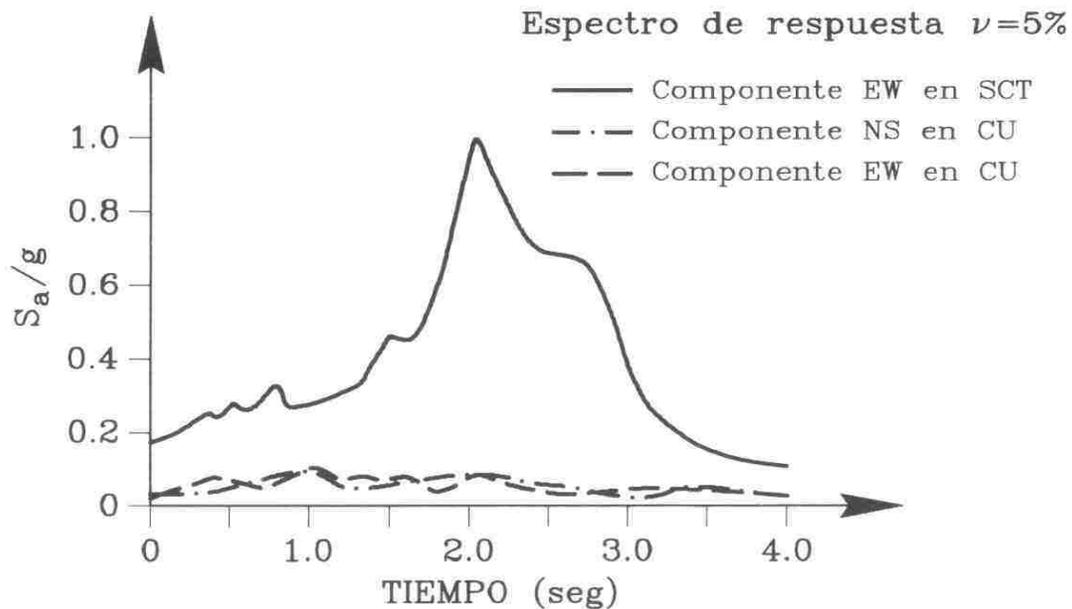


Fig. II.9 Espectros de respuesta en aceleraciones (amortiguamiento 5%) para las tres componentes del terremoto de Michoacán, México, 1985. S_a es la aceleración espectral y g la aceleración de la gravedad.

El efecto de las condiciones locales del suelo está incluido en algunas de las normativas de diseño sismorresistente de edificios mediante la multiplicación del cortante en la base por un cierto factor que considera dicho efecto. También se ha observado que los accidentes orográficos, tales como colinas o montañas, pueden amplificar la señal entre un 10% y un 20% y algunas normativas como, por ejemplo, la franqueza, incluyen un factor que considera el efecto de este fenómeno.

Una manera más rigurosa de representar los efectos locales del suelo consiste en utilizar modelos de columna de suelo definidos a partir de datos geológicos, geotécnicos y topográficos. Algunos de estos modelos admiten un comportamiento lineal del suelo, caso en que sus características mecánicas vienen descritas por parámetros que no varían en función de la excitación dinámica; otros modelos consideran un comportamiento no lineal y utilizan para solucionar el problema el método de los elementos finitos.

Otros efectos de los terremotos.

Otros efectos locales importantes que los terremotos pueden producir en el suelo de una cierta zona son la licuefacción, los deslizamientos, los asentamientos y las avalanchas. Se han producido fenómenos de este tipo durante los terremotos de Niigata (1964), Alaska (1964), Montenegro (1979), Loma Prieta (1989), Colombia (1992. 1994), Kobe (1995), etc. Su consideración en la evaluación de la peligrosidad sísmica se hace necesaria puesto que se ha podido observar que, en ciertas zonas, puede ser la principal causa de pérdidas tanto materiales como de vidas humanas.

CAPITULO 3

VULNERABILIDAD SÍSMICA Y DISEÑO SISMORRESISTENTE

III.1 LA RELACION VULNERABILIDAD – DISEÑO

La causa más frecuente de pérdida de vidas durante los terremotos es el colapso de edificios, hecho que esta demostrado en las figuras I.1 y 1.2. Esta afirmación tan tajante debe recalarse para tener en cuenta las diferencias que existen entre las características de diseño de los edificios en diferentes zonas sísmicas de México y el mundo. Por ejemplo, en el caso de California o Japón, donde la calidad de diseño y construcción sismorresistente de los edificios es alta, solo un numero muy pequeño de ellos llegan a sufrir un colapso durante los terremotos. Por este motivo, la mayoría de las victimas por terremoto que se producen en estos países se debe a la falla de elementos no estructurales o a accidentes.

No hay duda de que en muchas zonas sísmicas se han producido y se están produciendo continuamente mejoras en la practica de diseño y construcción como es el caso de México que después del sismo del 1985, el mas grande en la historia de la Ciudad de México se ha preocupado por la reforma absoluta del Reglamento de Construcciones que tiene como resultado un incremento del numero de edificios sismorresistentes, es decir, una reducción de la vulnerabilidad sísmica. Sin embargo, esta es insuficiente para contrarrestar el incremento mucho mayor de la población en riesgo en algunas de las zonas sísmicas ya mencionadas. Por ejemplo, si en una zona sísmica el porcentaje anual de crecimiento de la población fuera del 2.25%, dicha población doblaría en 45 años. Para mantener el riesgo sísmico constante en la zona, seria necesario reducir la vulnerabilidad a la mitad en el mismo periodo de tiempo, en el supuesto de que la sismicidad y los costos de los edificios se mantuviesen constantes. Partiendo de esta observación, es fácil ver que el riesgo sísmico se concentra: en los países industrializados, en los que el porcentaje anual de crecimiento de la población es muy pequeño, se alcanzan grados de seguridad cada vez mas altos, mientras que la población en continuo crecimiento de los países en vías de desarrollo estará cada vez mas expuesta a desastres sísmicos potenciales.

Aunque la vulnerabilidad sísmica esta directamente relacionada con la calidad de diseño y construcción de los edificios, que depende en gran medida del nivel científico – técnico de los reglamentos, es relevante destacar que solo unos 44 países del mundo tienen actualmente normas sísmicas propias.

III.2 LA RELACION DUCTILIDAD – DAÑO EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

El **coeficiente sísmico**, c , se define como la relación entre la carga lateral máxima que puede resistir un edificio y el peso propio total del mismo. Expresado en estos términos, el coeficiente c hace referencia a la *resistencia sísmica* de un edificio. Evidentemente, dicha resistencia debe estar en concordancia con las fuerzas sísmicas de diseño estipuladas en las normas, es decir, con sus características de diseño. Pero también puede definirse un coeficiente sísmico que describa la *demanda sísmica* de un edificio. En este caso seria expresado como la relación entre la fuerza horizontal máxima que ejerce el terremoto sobre el edificio y el peso propio total del mismo. Definiciones de este tipo, que se emplean en todas las normas de diseño sismorresistente de edificios del mundo y en la practica profesional actual, están en concordancia con los desarrollos teóricos de la dinámica de estructuras, concretamente con la teoría de los espectros sísmicos de respuesta (véanse algunos aspectos de este tema en el anexo 1). Obviamente, a partir de esta definición de c puede calcularse la fuerza sísmica equivalente en la base, denominada cortante basal, mediante la multiplicación del mencionado coeficiente por el peso total de la estructura. En la figura III.1 puede verse la variación típica del coeficiente sísmico así definido en función del periodo propio de los edificios de concreto reforzado.

Las diferentes curvas que aparecen en esta figura corresponden a ciertos niveles de fuerzas sísmicas equivalentes que tienen una especial relevancia en el diseño sismorresistente. Por ejemplo, la línea continua corresponde a las fuerzas sísmicas de calculo estipuladas en normas, cuyo calculo se realiza a partir de la *hipótesis del comportamiento lineal del material de la estructura*. La línea de puntos corresponde a las fuerzas sísmicas que será capaz de resistir el edificio por la redundancia estructural que no se tuvo en cuenta en los cálculos y por las características mecánicas reales de los materiales que habitualmente son mejores que las de proyecto. Es decir, esta línea define la resistencia real del edificio frente al sismo de diseño. La línea interrumpida superior corresponde al nivel de fuerzas reales inducidas en la estructura por un terremoto fuerte esperado en el

emplazamiento, es decir, a la demanda real de resistencia. La gran diferencia entre la demanda de resistencia frente a un sismo real y la resistencia de proyecto del edificio, debe ser absorbida por el comportamiento no lineal del edificio, concretamente a través de su *ductilidad*.

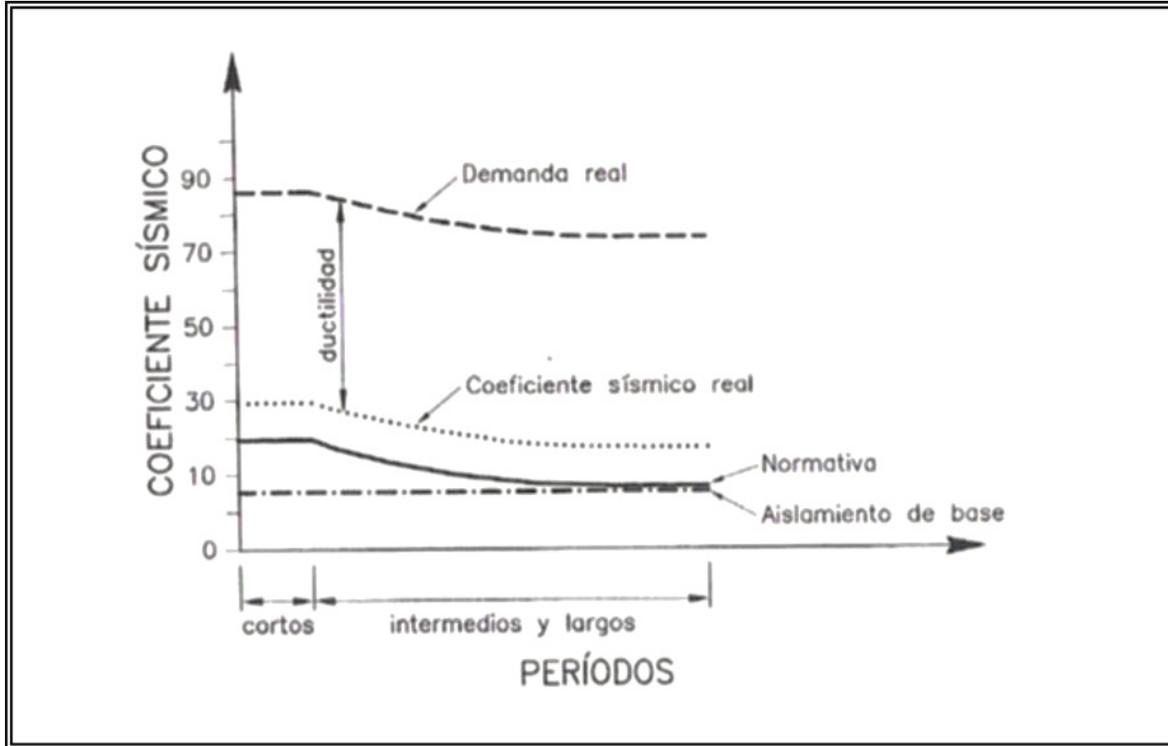


Fig. III.1 Representación grafica del coeficiente sísmico de un edificio de concreto reforzado en función del periodo propio.

La ductilidad, tal como se estipula en las normas de diseño sísmico de edificios de concreto reforzado, tiene en cuenta las modificaciones que sufre la *rigidez* de dichos edificios como consecuencia de los fenómenos no lineales que se producen durante la acción de un terremoto severo. Entre estos fenómenos puede destacarse el de la no linealidad por grandes deformaciones y el de la no linealidad en la ley constitutiva del material, debida a los fenómenos de plasticidad, degradación, fractura, etc. En la práctica del diseño sismorresistente y en sus correspondientes normas, los fenómenos que contribuyen a la no linealidad en la rigidez de un edificio de concreto reforzado suelen incorporarse en su totalidad, de una manera simplificada, en un concepto único, conocido en la ingeniería sísmica como *ductilidad estructural*. Esta describe la capacidad de una estructura de deformarse inelásticamente sin llegar al fallo y sin substancial pérdida de resistencia.

Es importante aclarar que los edificios de concreto reforzado, al absorber la energía inducida por los terremotos utilizando su propia ductilidad, se dañan. Y el daño que se produce es tanto mayor cuanto mas dúctil es el comportamiento estructural y mas fuerte el terremoto. La ductilidad que se consigue depende de la cuantía de acero y de los detalles de armado de las vigas y columnas que componen los marcos del sistema resistente del edificio.

La diferencia entre la resistencia de proyecto y la demanda de resistencia puede ser muy grande en el caso de terremotos severos, pudiendo llegar a valores hasta 10 veces mayores que los de calculo¹. Sin embargo, muchas de las normas del mundo consideran una diferencia mínima, de solo un 30 – 40%, entre las cargas de diseño para marcos dúctiles y de ductilidad intermedia.

El costo necesario para que la resistencia de la estructura se mantenga elástica bajo el sismo de diseño es extraordinariamente alto, excepto cuando se trate de estructuraciones que posean intrínsecamente una alta resistencia ante cargas laterales. Por otra parte, si se diseña para una resistencia menor que la que el sismo de diseño llega a inducir en una estructura elástica, hay que estar consciente de que, al tener que disipar la energía del sismo mediante comportamiento inelástico, la estructura sufrirá daños de los cuales ya hablamos anteriormente.

Hay una fuerte polémica entre los especialistas, acerca de hasta que punto es conveniente recurrir al comportamiento inelástico de las estructuras para reducir las fuerzas sísmicas de diseño. Por una parte, hay que reconocer que es ilusorio pensar que sea factible resistir los efectos de un sismo violento manteniendo la estructura dentro de su intervalo de comportamiento elástico-lineal. Consideremos, por ejemplo, que en sismos recientes se han medido movimientos del terreno para los cuales las ordenadas de los espectros elásticos de respuesta son mas de dos veces la aceleración de la gravedad. Por otra parte, es claro que no debe abusarse de las reducciones por ductilidad, para no exponer las estructuras a daños aun ante sismos que puedan ocurrir mas de una vez dentro de la vida esperada de la construcción. Es por ello conveniente atenerse a las reducciones mas moderadas entre las que admiten los reglamentos de diseño.

¹ Este hecho se ha comprobado durante los terremotos de Northridge y Kobe, cuando se midieron en estructuras aceleraciones máximas horizontales de hasta 1.82g y 0.8g, respectivamente, siendo g la aceleración de la gravedad.

III.3 FORMAS DE CUANTIFICAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

Tal como se ha definido en el Capítulo 1, la vulnerabilidad sísmica es el grado de daño que sufre una estructura debido a la acción de un sismo de determinadas características. La figura 1.3 permite observar que la respuesta X_d de una estructura es consecuencia de la relación del movimiento en su cimentación por la función de transferencia D . El concepto de vulnerabilidad sísmica definido de esta manera es aplicable a cualquier obra de ingeniería civil² cuyo comportamiento frente un posible terremoto se requiera conocer. Sin embargo, no existen metodologías estándar para estimar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras y, en particular, de los edificios.

Caicedo et al. (1992) recogen diferentes métodos propuestos, resaltando, en cada caso las ventajas e inconvenientes. Pero el resultado de un estudio de vulnerabilidad es siempre la descripción global del daño que experimentaría una estructura de una tipología dada, sometida a la acción de un sismo de un cierto nivel de fuerza y caracterizado por determinados parámetros. La manera concreta en la que se haga la mencionada descripción, tanto del daño estructural como del nivel de severidad del sismo, condiciona el resultado de cualquier estudio de vulnerabilidad sísmica. En este apartado, en el que se pretende dar una definición general de la vulnerabilidad sísmica, se utilizara para el daño estructural un concepto intuitivo, como es el de “*nivel de daño*”, al que se denominara N_D . El nivel de severidad de un terremoto debe caracterizarse mediante parámetros capaces de describir la peligrosidad sísmica. Una vez precisados estos aspectos, el resultado de un estudio de vulnerabilidad puede formularse de las dos formas siguientes:

1. Mediante *matrices de probabilidad de daño*, que expresan en forma discreta la probabilidad condicional $P[N_D = j | i]$ de obtener un nivel de daño a j , dado un sismo con un nivel de severidad i .³
2. Mediante *funciones de vulnerabilidad*, las cuales son relaciones graficas o matemáticas que expresan en forma continua la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa la severidad del sismo.

² Edificio, presa, carretera, puente, etc.

³ Whitman *et al* 1973.

Un ejemplo de funciones de vulnerabilidad puede verse en la figura III.2, donde se recopilan resultados de estudios post-terremoto realizados para diferentes tipologías de edificios. Las curvas de vulnerabilidad 1A y 1B corresponden a estructuras de madera, 2A y 2B a estructuras de acero, 3A, 3B y 3C a estructuras de concreto armado con o sin muros de cortante y 4A, 4B y 4C a estructuras de mampostería reforzada y no reforzada. En el caso de las funciones de vulnerabilidad de la fig. III.2 se ha supuesto que el parámetro que describe la severidad del sismo es la intensidad en la escala macrosísmica de Mercalli Modificada.

Es importante recalcar la influencia que tiene el así denominado “factor país” sobre las funciones de vulnerabilidad. Tales funciones, obtenidas para una cierta región, no pueden ser aplicadas directamente a cualquier otra región del mundo, sino que deben adecuarse mediante la utilización de factores empíricos, lo que tiene como efecto, por una parte, la modificación de la forma de las curvas y por otra, un incremento de las incertidumbres inherentes a los estudios de riesgo sísmico. Sin embargo, lo más útil sería disponer de funciones de vulnerabilidad propias para cada región en la que se requieran estudios de este tipo. Otro aspecto que influye determinantemente en las incertidumbres de los resultados es la selección del parámetro que expresa la severidad del sismo y la manera en que este describe la peligrosidad sísmica.

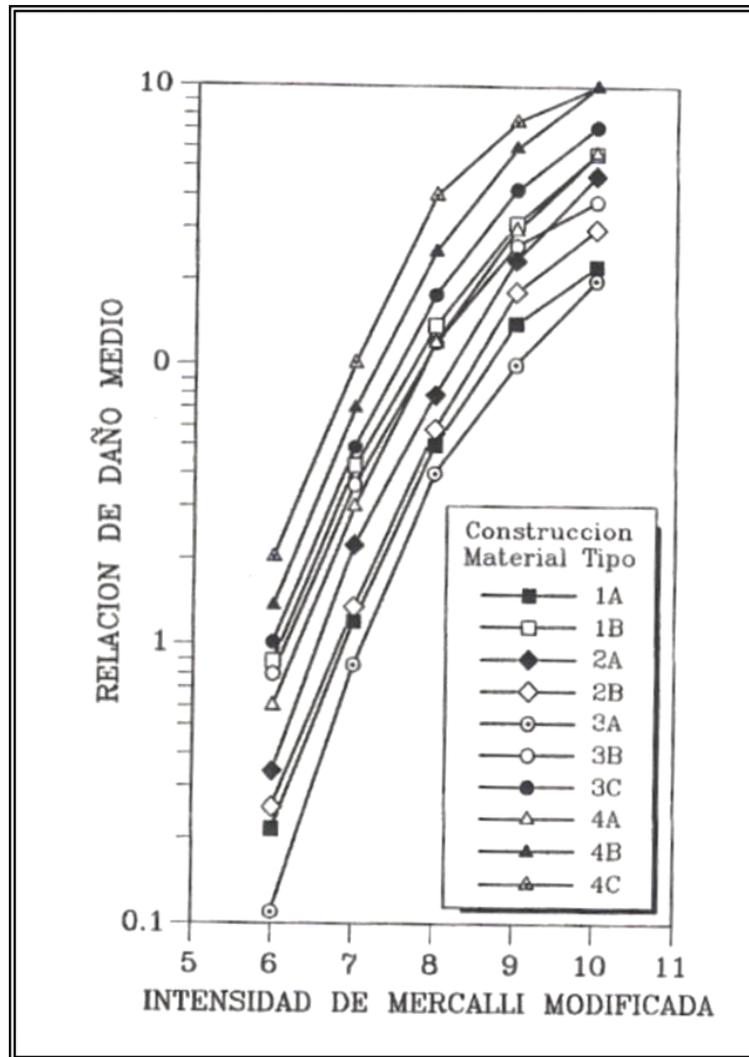


Fig. III.2 Funciones de vulnerabilidad para diversas tipologías estructurales.

La obtención de los daños causados por sismos mediante inspecciones en las zonas afectadas por terremotos ha dado origen a las escalas de intensidad macrosísmica. La vulnerabilidad sísmica también nace de la observación y levantamiento de planos del estado de fisuración producido por terremotos y por su posterior estudio estadístico. Este proceso, que tiene un carácter por una parte *empírico* y por otra *subjetivo*, permite obtener la denominada *vulnerabilidad observada*. La vulnerabilidad de los edificios que pertenecen a una misma tipología también puede cuantificarse mediante el cálculo de su respuesta sísmica no lineal, en cuyo caso se denomina *vulnerabilidad calculada*. El resultado más importante de un cálculo de este tipo es un índice de daño que caracteriza globalmente la degradación que sufriría una estructura sometida a la acción de un sismo.

El concepto de vulnerabilidad es indispensable en los estudios de riesgo sísmico y en la mitigación de desastres por sismo. Pero además de esto, dicho concepto también ha empezado a utilizarse por si mismo con fines igualmente importantes como, por ejemplo, la evaluación de la vulnerabilidad de las diferentes zonas de las grandes ciudades. Actualmente, el concepto de vulnerabilidad se utiliza no solo para aspectos estructurales sino también funcionales, operativos y urbanos. El objetivo de tales estudios es proporcionar información útil para la prevención de desastres, la planificación y el ordenamiento del territorio. En este sentido, constituyen un importante punto de partida para la toma de decisiones referentes, por ejemplo, a la rehabilitación o demolición de edificios peligrosos, a la ubicación de hospitales y de puestos de socorro en una cierta zona o al diseño de vías alternativas de escape y de rápido acceso de las ayudas hacia las zonas mas vulnerables.

III.4 FORMAS DE CUANTIFICAR EL DAÑO ESTRUCTURAL

En muchos de los estudios de vulnerabilidad y riesgo que se llevan a cabo en el mundo, la evaluación del daño estructural de los edificios se realiza utilizando la definición de *grado de daño global* existente en las distintas escalas de intensidad macrosísmicas. Al ser éstas escalas de efectos, cuyos *grados de intensidad* se relacionan directamente con el daño, permiten llevar a cabo operaciones de inspección post-terremoto de edificios.

Como ejemplo, se describe aquí la posibilidad de evaluar el daño estructural global de los edificios mediante inspección post-terremoto proporcionada por la escala de intensidades macrosísmicas MSK-92. En esta escala se definen 5 grados de daño global tanto para edificios de mampostería no reforzada como para edificios de concreto reforzado y se da una orientación general para su determinación. En la fig. III.3 se muestra la escala de daños MSK para edificios de mampostería no reforzada, mientras que en la fig. III.4 puede verse una escala similar para edificios de concreto reforzado. La clasificación realizada en estas figuras es muy similar a la estipulada en otras escalas de intensidad macrosísmica.

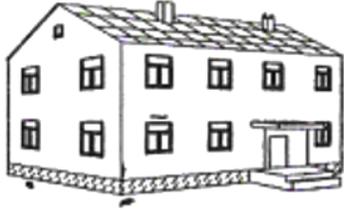
	<p>Grado 1: Daño leve o despreciable (daño no estructural).</p> <p>Fisuras capilares en muy pocos paneles, caída de pequeños pedazos de los enlucidos. Caída de bloques de piedra sueltos de partes altas de los edificios solamente en muy pocos casos.</p>
	<p>Grado 2. Daño moderado (ligero daño estructural, moderado daño no estructural).</p> <p>Fisuras en varios paneles; caída de grandes pedazos de enlucidos; caída parcial de chimeneas.</p>
	<p>Grado 3: Daño substancial y severo (daño estructural moderado, daño no estructural severo).</p> <p>Grietas largas y extensas en muchos paneles; caída de partes de madera y de teja. Chimeneas destruidas en línea de cubierta; fallo en elementos no estructurales individuales.</p>
	<p>Grado 4: Daño muy severo (daño estructural severo, daño no estructural muy severo).</p> <p>Agrietamientos y fallos muy serios en los paneles; parcial colapso estructural.</p>
	<p>Grado 5: Destrucción (daño estructural total).</p> <p>Colapso total o muy cerca del colapso total del edificio.</p>

Fig. III.3 Clasificación del grado de daño en edificios de mampostería no reforzada de acuerdo con la escala de intensidades MSK-92.

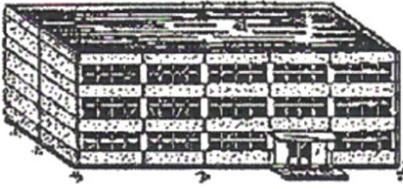
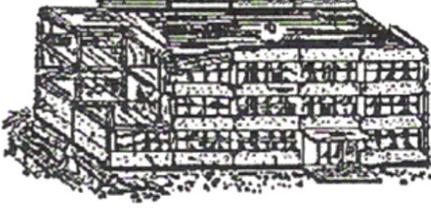
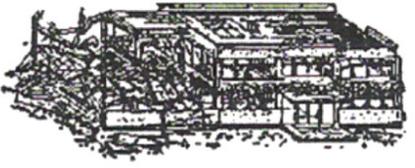
	<p>Grado 1: Daño (no estructural) leve o despreciable</p>
	<p>Grado 2: Daño moderado (daño estructural ligero, daño no estructural moderado)</p>
	<p>Grado 3: Daño substancial hasta severo (daño estructural moderado, daño no estructural severo)</p>
	<p>Grado 4: Daño muy severo (daño estructural severo, daño no estructural muy severo)</p>
	<p>Grado 5: Destrucción (daño estructural muy fuerte)</p>

Fig. III.4 Clasificación del grado de daño en edificios de concreto reforzado de acuerdo con la escala de intensidades MSK-92.

Sin embargo, un análisis posterior, más detallado, de los resultados de daños obtenidos mediante inspección, requiere caracterizar el comportamiento sísmico global de los edificios utilizando un *índice de daño global*, que toma valores en una escala de 0 a 100. Éste debe representar globalmente la degradación del conjunto de todos los elementos estructurales. Por este motivo, es necesario disponer de una relación entre este índice de daño y el grado de daño establecido mediante inspección, de acuerdo con los 5 grados mencionados. Y no es nada fácil de obtener una relación de este tipo. Este hecho queda demostrado en la tabla III.1, en la que se indican los diferentes porcentajes de daño asignados por expertos de varios países a los grados de daño definidos en la escala MSK, correspondientes a estructuras de mampostería no reforzada⁴. Puede apreciarse que la relación no es lineal y que existe una gran dispersión entre las diferentes opiniones de los expertos.

Existen actualmente varios métodos que permiten evaluar el riesgo sísmico de edificios, uno de ellos es el método del índice de vulnerabilidad, uno de los más avanzados que existen hoy en día en el mundo y que permite evaluar el riesgo sísmico no solo de edificios individuales, sino también a escala urbana. En el marco de este método que se describe en el próximo apartado el tipo y el alcance del daño se evalúa mediante la inspección de cada uno de los elementos componentes de un edificio, tanto los que forman parte del sistema estructural resistente como los no estructurales, y se clasifica de acuerdo con una escala propia de grados de daño.

III.5 METODO DEL INDICE DE VULNERABILIDAD.

Aspectos Metodológicos.

El método del índice de vulnerabilidad comienza a desarrollarse en Italia en el año de 1976, a partir de los estudios realizados después del terremoto de la ciudad de Friuli. En dichos estudios empezaron a utilizarse formularios de inspección de daños, que fueron luego mejorados con ocasión del terremoto de Irpinia de 1980, y que son la base de los que se utilizan hoy en día. Como consecuencia, la obtención de la vulnerabilidad de edificios se realiza en el marco del método mediante instrucciones completas y precisas, que evitan la posibilidad de interpretaciones distintas de los especialistas y que están recogidas en formularios de uso general⁵.

⁴ Casciati *et al.* 1994

⁵ GNDT 1986

El método del índice de vulnerabilidad utiliza los datos obtenidos mediante inspección para realizar una calificación de la calidad del diseño y construcción sismorresistente de los edificios mediante un coeficiente denominado *índice de vulnerabilidad*. La operación de calificación consiste en hacer una valoración de once parámetros estructurales preestablecidos por expertos y calcular, a partir de estos valores, el índice de vulnerabilidad; la valoración de algunos de estos parámetros se apoya también con cálculos estructurales simplificados. El método relaciona luego el índice de vulnerabilidad obtenido con el grado de daño que sufre la estructura, a través de funciones de vulnerabilidad para cada grado de intensidad macrosísmica del terremoto o para diferentes niveles de aceleración máxima.

El método ha sido desarrollado para el estudio tanto de los edificios de mampostería no reforzada como para los de concreto reforzado. Sin embargo, la mayor parte de los esfuerzos se han dedicado a los primeros, debido a la gran cantidad de edificios de este tipo existentes en México y en varios lugares del mundo. Una de las principales ventajas del método es que por su propia concepción, debido a la utilización del índice de vulnerabilidad, es aplicable no sólo a varias subtipologías de edificios dentro de los dos grandes grupos mencionados, sino también a diferentes calidades de estructuras dentro de la misma subtipología.

De acuerdo con el método del índice de vulnerabilidad existen dos niveles en la obtención, mediante inspección, de los datos necesarios para los edificios. Éstos son:

- 1) Obtención de datos referentes al daño sufrido durante terremotos, si tales datos existen; esta operación requiere la inspección post-terremoto de edificios. El resultado final es el índice de daño y, si se dispone de suficientes datos, funciones de vulnerabilidad correlacionando dicho índice con alguna característica que describa la peligrosidad.
- 2) Evaluación del índice de vulnerabilidad; esta operación también requiere la inspección de los edificios, pero ésta puede realizarse independientemente de la existencia de daños por sismo, puesto que en este caso dicha inspección está orientada a detectar las características de diseño sismorresistente y de construcción de las estructuras.

La correlación de estos dos índices obtenidos como resultado de la inspección permite obtener funciones de vulnerabilidad observadas.

Edificios de Mampostería no reforzada.

En las grandes ciudades predominan los edificios antiguos, de mampostería no reforzada, que en muchos casos condicionan la vulnerabilidad global de las zonas urbanas. Para evaluar el daño global de un edificio de mampostería no reforzada, en el método del índice de vulnerabilidad, se califican sus elementos, tanto los que forman parte del sistema resistente como los no estructurales, en una escala entre **A** (ningún daño) y **F** (fallo total). Los elementos considerados son: muros, cubiertas y escaleras. Una vez realizada esta evaluación, los grados de daño (**A-F**) se deben relacionar con un índice de daño global del edificio entre 0 y 100. Un procedimiento de un edificio propuesto por Braga *et al.* (1986) considera como índice de daño global del edificio el nivel de daño alcanzado por los elementos del sistema resistente vertical, puesto que éste tiene la mayor influencia en el comportamiento global de la estructura. De esta manera, el índice de daño global de la estructura se expresa tal como puede verse en la tabla III.5. En el Anexo 1 se dan más detalles sobre la evaluación del grado de daño.

A partir de la experiencia de los expertos se han identificado once parámetros cuya influencia sobre el daño sísmico de los edificios de mampostería no reforzada es determinante. Su lista se encuentra en la tabla III.6. Cada parámetro se califica en una escala de **A** a **D** en forma decreciente, conforme la calidad del parámetro decrezca. Los detalles acerca de los parámetros y de las condiciones de calidad consideradas en su calificación mediante inspección se dan en el Anexo 1.

GRADO DE DAÑO EN EL SISTEMA RESISTENTE VERTICAL	INDICE DE DAÑO GLOBAL
A	0%
B	10%
C	25%
D	50%
E	75%

F	100%
---	------

Tabla III.5 Relación entre grado e índice de daño global.

Una vez realizadas las calificaciones en clases de calidad **A**, **B**, **C** ó **D** de los once parámetros, se asignan valores numéricos K_i a cada una de dichas clases⁶. El valor del índice de vulnerabilidad I_v , que sintetiza en un único número la calidad del diseño y construcción sismorresistente del edificio, se realiza sumando los valores K_i de los once parámetros, ponderados por W_i :

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} (K_i \times W_i)$$

Evidentemente, a través de los valores del coeficiente de ponderación W_i se atribuye una mayor o menor influencia a los once parámetros que se consideran en la determinación del índice de vulnerabilidad sísmica de un edificio. Los valores de W_i y K_i , que se resumen en la tabla III.6, son subjetivos y provienen de la experiencia de los autores del método (Benedetti y Petrini).

Del análisis de la tabla 5.3 puede observarse que los valores posibles del índice de vulnerabilidad están comprendidos entre 0 y 382.5, creciendo conforme el edificio se muestra más vulnerable. Posteriormente, este índice de vulnerabilidad sísmica ha sido normalizado a valores entre 0 y 100.

CALIFICACIÓN →		K_i				W_i
No.	Parámetro	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	Influencia de la cimentación	0	5	25	45	0.75
5	Elementos horizontales	0	5	15	45	1.0
6	Configuración en planta	0	5	25	45	0.5

⁶ De acuerdo con una escala propuesta por Benedetti y Petrini (1984).

7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1.0
8	Separación máxima entre muros	0	5	25	45	0.25
9	Tipo de cubierta	0	15	25	45	1.0
10	Elementos no estructurales	0	5	25	45	0.25
11	Estado de conservación	0	5	25	45	1.0

Tabla III.6 Escala numérica del índice de vulnerabilidad propuesto por Benedetti y Petrini (1984) para edificios de mampostería no reforzada

Diferentes estudios realizados en el marco del método del índice de vulnerabilidad han permitido obtener correlaciones entre el índice de vulnerabilidad y el índice de daño para edificios de mampostería no reforzada. Tales estudios utilizaron inspecciones post-terremoto de los daños para establecer funciones de vulnerabilidad como las de la fig. III.7⁷.

La versatilidad del método del índice de vulnerabilidad permite su implementación en ordenadores y su aplicación eficiente en estudios de riesgo sísmico de amplias zonas urbanas. En tales estudios el proceso puede automatizarse de manera completa, utilizando Sistemas de Información Geográfica (GIS) así como sistemas expertos de inteligencia artificial.

⁷ Que han sido obtenidas por Angeletti *et al* (1988), después de los sismos de Venzoe y Barrea en Italia

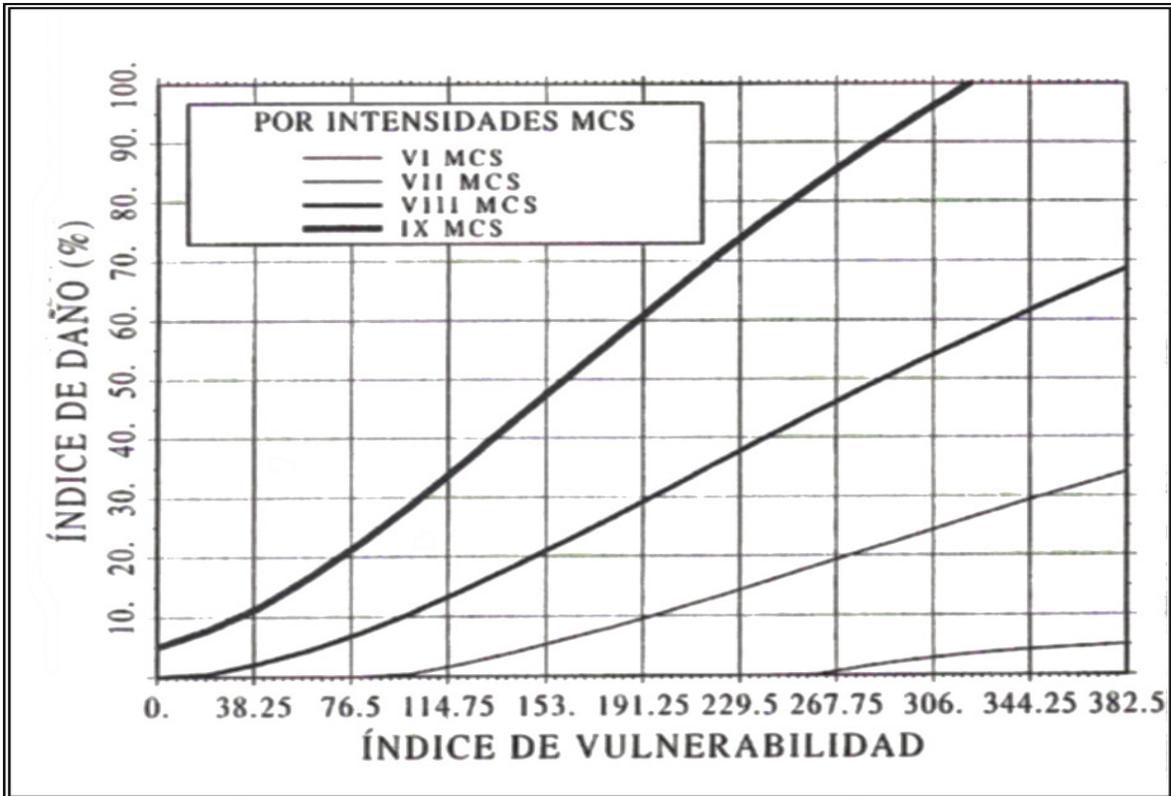


Fig. III.7 Funciones de vulnerabilidad.

Edificios de Concreto Reforzado.

Existen mucho menos estudios de riesgo sísmico de edificios de concreto reforzado que de mampostería no reforzada. En muchos de ellos, en la evaluación del grado de daño se han utilizado las escalas de intensidad macrosísmicas, como la de la figura III.3.

El método del índice de vulnerabilidad prevé un procedimiento de evaluación del grado de daño de los edificios de concreto reforzado a partir de la inspección post-terremoto de los edificios en una escala desde **A** (ningún daño) a **F** (daño completo). En la calificación se tiene en cuenta el estado de los muros, cubiertas, escaleras y el estado de los tabiques. Se prevé asimismo un procedimiento de evaluación del índice de daño entre el 0% y el 100%⁸.

⁸ GNDT 1993.

En la evaluación mediante inspección del índice de vulnerabilidad sísmica de los edificios de concreto reforzado se consideran de nuevo once parámetros que tienen mayor influencia en el daño (véase la tabla III.8). Cada parámetro es analizado y calificado en una escala que va desde **A** - óptimo- hasta **C** -deficiente-.

Una vez obtenidas todas las calificaciones en clases de calidad **A**, **B** ó **C** de cada uno de los once parámetros, se les asigna a éstas un valor numérico K_i , de acuerdo con una escala similar a la utilizada en el caso de edificios de mampostería no reforzada.

No.	Parámetro	A	B	C	W_i
1	Organización del sistema resistente	0	1	2	4.0
2	Calidad del sistema resistente	0	1	2	1.0
3	Resistencia convencional	-1	0	1	1.0
4	Influencia de la cimentación	0	1	2	1.0
5	Elementos horizontales	0	1	2	1.0
6	Configuración en planta	0	1	2	1.0
7	Configuración en elevación	0	1	3	2.0
8	Separación máxima entre muros	0	1	2	1.0
9	Tipo de cubierta	0	1	2	1.0
10	Elementos no estructurales	0	1	2	1.0
11	Estado de conservación	0	1	2	2.0

Tabla III.8 Escala numérica para la obtención del índice de vulnerabilidad de edificios de hormigón armado (CNR 1993).

Finalmente, el índice de vulnerabilidad sísmica puede evaluarse mediante la expresión:

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

Los valores del índice de vulnerabilidad han sido normalizados entre 0 y 100. Como puede observarse, el índice de vulnerabilidad crece con la vulnerabilidad de los edificios.

Debe mencionarse que actualmente no se conocen funciones de vulnerabilidad sísmica observada que se hayan obtenido en el marco del método del índice de vulnerabilidad para edificios de concreto reforzado.

CAPITULO 4

ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

IV.1 ASPECTOS BASICOS

La acción de un sismo en una estructura reviste aspectos netamente distintos de los de la mayoría de las otras acciones. Las diferencias no residen en las características dinámicas de la acción, cuanto en que sus efectos dependen de una interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura misma.

El diseño sismorresistente implica mucho más que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas que se aplican a la estructura; requiere, además y principalmente, la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos sísmicos y de un cuidado especial en la observancia de requisitos de dimensionamiento y de detalle de los elementos estructurales, y aun de los no estructurales. Esto implica que un diseño adecuado para soportar las acciones comunes puede resultar totalmente inapropiado para resistir efectos sísmicos, como lo demuestran las frecuentes fallas y problemas que se tienen al utilizar sistemas constructivos desarrollados para zonas no sísmicas en otras en que estos efectos son críticos.

En muchas regiones, los sismos representan la causa del mayor número de fallas y daños en las estructuras figura IV.1 y es necesario tomar precauciones muy especiales a este respecto en el proyecto de todas las estructuras. En otras, su ocurrencia es mucho más esporádica, pero el riesgo de sismos intensos es suficientemente grande para que sus efectos deban tomarse en cuenta en el diseño de las estructuras comunes. Prácticamente ninguna zona puede considerarse totalmente a salvo de los efectos sísmicos, de manera que, aun donde no se tengan evidencias de la ocurrencia de sismos en épocas recientes, las estructuras de gran importancia requieren de un diseño sismorresistente.



Fig. IV.1 Colapso de un edificio a causa de un sismo (Ciudad de México, 1979).

El carácter accidental de la acción sísmica, junto con el elevado costo que implica lograr que, ante un sismo de gran intensidad, la respuesta de una estructura se mantenga dentro de niveles de comportamiento que no impliquen daño alguno, hacen que se trate de aprovechar el trabajo de la estructura para deformaciones que sobrepasan el intervalo elástico; por ello, las propiedades inelásticas de los materiales, elementos estructurales, y en particular de la ductilidad, adquieren una importancia fundamental en el diseño sísmico. A grandes rasgos el diseño sísmico implica:

- a) La definición de la acción de diseño. Los reglamentos especifican la intensidad sísmica que debe usarse en el diseño de los diversos tipos de estructuras en distintas regiones; sin embargo, en estructuras de particular importancia es necesario realizar estudios específicos para determinar la intensidad del sismo de diseño, tomando en cuenta las características geológicas topográficas y de mecánica de suelos del sitio particular en que éstas se van a desplantar. Para juzgar sobre estas modificaciones, es importante conocer los aspectos fundamentales de sismología y de riesgo sísmico.

- b) La selección de una estructuración adecuada. Como se ha dicho repetidamente, la bondad de un diseño depende esencialmente de la idoneidad del esquema estructural para absorber las acciones que lo puedan afectar. En el caso de sismos este aspecto adquiere una importancia todavía mayor, debido a que los efectos sísmicos dependen fuertemente de las propiedades de la estructura misma y de los elementos normalmente considerados no estructurales. Mediante una estructuración adecuada puede lograrse que sean menos desfavorables las acciones que inducen un sismo en la estructura.
- c) El cálculo de la respuesta estructural. Los métodos de análisis sísmico varían enormemente en el nivel de refinamiento; desde la consideración del efecto de una serie de fuerzas estáticas equivalente, hasta el análisis dinámico ante movimientos de la base de la estructura, representativos de los que el suelo de cimentación experimenta durante un sismo. El conocimiento de los aspectos básicos de la respuesta dinámica de las estructuras es siempre necesario, aun cuando se vayan a emplear métodos estáticos para su análisis cuantitativo.
- d) El dimensionamiento y detallado de la estructura. Debido a que los criterios de diseño aceptan que la estructura entre en etapas inelásticas de comportamiento ante el sismo de diseño, es esencial que se eviten fallas frágiles locales y que, en caso de que ocurra un sismo de excepcional intensidad, se logre una disipación uniforme de la energía del sismo mediante la fluencia de un número alto de secciones. Para lograr este objetivo deben cuidarse los detalles estructurales, no sólo a nivel de secciones y uniones de elementos, sino también en lo que concierne a la conexión entre la estructura y los elementos no estructurales.

IV.2 CRITERIOS DE DISEÑO

Conceptos básicos

En vista de que las solicitaciones que un sismo severo impone a las estructuras son muy elevadas y de carácter muy aleatorio, no es económicamente factible diseñar para que las

construcciones resistan sin daño alguno un sismo con un periodo de recurrencia muy grande. En este sentido el diseño sismorresistente difiere del que se realiza para las otras acciones.

El nivel de seguridad que se debe adoptar depende del costo de los daños esperados, relativo al que implica incrementar la seguridad de la estructura. En diseño sismorresistente debe aceptarse una probabilidad mayor de que ocurran daños ante las acciones convencionales, si se quiere evitar una inversión excesiva en la estructura.

Por esas razones los criterios de diseño sismorresistente especificados por los reglamentos modernos reconocen, implícita o explícitamente, que el objetivo de sus procedimientos es limitar la probabilidad de un colapso ante sismos intensos, aun a costa de daños severos y, sólo para sismos moderados, se pretende que la estructura permanezca intacta.

Hay que resaltar lo que se afirmó al principio de este capítulo, o sea que estos objetivos no se logran simplemente diseñando para resistir un conjunto de fuerzas, sino con una serie de precauciones de diferente índole. El arte del diseño contra los sismos no consiste en producir estructuras capaces de soportar conjuntos dados de fuerzas laterales, aunque esta capacidad es parte de un diseño sano. Implica producir sistemas que se caractericen por una óptima combinación de propiedades tales como resistencia, rigidez y capacidad para disipar energía y para deformarse dúctilmente.

Estas propiedades les permitirán responder a sismos frecuentes y moderados sin sufrir daños significativos y a sismos excepcionales y muy severos sin poner en peligro su propia estabilidad, su contenido y la seguridad de sus ocupantes. El logro de estos objetivos implica mucho más que la aplicación de requisitos reglamentarios; exige la comprensión de los factores básicos que determinan la respuesta sísmica de las estructuras, así como el ingenio necesario para producir sistemas que tengan las características adecuadas.

El primero y fundamental objetivo del diseño sismorresistente es proporcionar a la estructura la capacidad para disipar la energía que se induce en ella durante un sismo severo sin que ésta sufra colapso o daños irreparables. Esta capacidad puede lograrse proporcionando a la estructura una

resistencia muy alta que le permita resistir el sismo manteniendo su comportamiento esencialmente dentro de límites elásticos, o puede obtenerse también diseñándola para que tenga una resistencia mucho menor, pero cuente con propiedades de ductilidad que le permitan disipar la energía introducida por el sismo mediante ciclos de histéresis en etapas inelásticas. Si puede asegurarse que una estructura tiene capacidad de disipación de energía equivalente a la de un sistema elastoplástico con factor de ductilidad μ , esta puede diseñarse con una capacidad reducida μ veces con respecto a la que se requiere para una que no puede sobrepasar su intervalo de comportamiento elástico.

De esta forma, si se analiza la estructura para un conjunto de fuerzas reducido μ veces con respecto a las que corresponden al espectro elástico del sismo de diseño y se dimensionan las secciones para resistir las fuerzas internas que resultan de ese análisis, se alcanzarán ante el sismo de diseño, las fuerzas internas para las que se dimensiono la estructura y después ésta tendrá que deformarse inelásticamente hasta alcanzar desplazamientos μ veces superiores a los que se calculan en un análisis elástico con las fuerzas reducidas. Es importante apreciar la circunstancia de que la acción sísmica en la estructura no consiste en un sistema de fuerzas externas, sino que las fuerzas que se inducen en los componentes estructurales están limitadas por la propia capacidad de éstos. El sismo no puede inducir fuerzas mayores que las que la estructura misma puede soportar; lo importante es diseñar la estructura para que tenga propiedades tales que las fuerzas que en ella se pueden inducir estén limitadas por la capacidad de modos de falla dúctiles, de manera que no sea posible que las fuerzas alcancen valores que produzcan modos de falla indeseables de tipo frágil. En esta forma algunas secciones con gran capacidad de rotación actúan como "fusibles" e impiden el daño a elementos muy críticos y la ocurrencia de tipos de falla particularmente graves.

El costo necesario para que la resistencia de la estructura sea tal que se mantenga elástica bajo el sismo de diseño es extraordinariamente alto, excepto cuando se trate de estructuraciones que posean intrínsecamente una alta resistencia ante cargas laterales. Por otra parte, si se diseña para una resistencia menor que la que el sismo de diseño llega a inducir en una estructura elástica, hay que estar consciente que, al tener que disipar la energía del sismo mediante comportamiento inelástico, la estructura sufrirá daños que implican un costo de reparación no despreciable.

Hay una fuerte polémica entre los especialistas, acerca de hasta que punto es conveniente recurrir al comportamiento inelástico de las estructuras para reducir las fuerzas sísmicas de diseño. Por una parte, hay que reconocer que es ilusorio pensar que sea factible resistir los efectos de un sismo violento manteniendo la estructura dentro de su intervalo de comportamiento elástico-lineal. Considérese, por ejemplo, que en sismos recientes se han medido movimientos del terreno para los cuales las ordenadas de los espectros elásticos de respuesta son más de dos veces la aceleración de la gravedad. Por otra parte, es claro que no debe abusarse de las reducciones por ductilidad, para no exponer las estructuras a daños aun ante sismos que puedan ocurrir más de una vez dentro de la vida esperada de la construcción. Es por ello conveniente atenerse a las reducciones más moderadas entre las que admiten los reglamentos de diseño.

El segundo objetivo del diseño es evitar daños y pánico a los ocupantes durante sismos de intensidad moderada que pueden ocurrir varias veces durante la vida de la construcción. Este objetivo debería cumplirse revisando que la estructura permaneciera elástica y con deformaciones laterales pequeñas ante un sismo menor que el que se emplea para revisar los estados límite de falla. Este sismo de menor intensidad, se llamaría "sismo de servicio o de operación". Sin embargo, ya que los métodos de análisis son elásticos, las deformaciones que se tendrían para un sismo de intensidad 'n' veces inferior al de diseño, serían 'n' veces inferiores a las calculadas en el análisis para esa intensidad sísmica. Estas deformaciones son las que deberían compararse con las admisibles. Por estas consideraciones, las normas de diseño no especifican en general dos análisis distintos para el sismo de diseño por resistencia y para el de servicio, sino que aceptan se realice sólo el análisis para el sismo de diseño y se hagan correcciones para tomar en cuenta que la intensidad del sismo para el cual se quiere proteger contra deformaciones excesivas es menor que la del sismo de diseño. Por otra parte, debe observarse que las deformaciones que se presentarían bajo el sismo de diseño son mayores que las que se determinan de un análisis elástico con las fuerzas reducidas por ductilidad. Habrá deformaciones inelásticas tanto mayores cuanto más grande sea la reducción por ductilidad aceptada, de modo que las deformaciones obtenidas del análisis en estas condiciones deberán incrementarse por un factor proporcional a la reducción por ductilidad implícita en las fuerzas de diseño.

Para cumplir este segundo objetivo, la estructura debe poseer esencialmente una adecuada rigidez ante cargas laterales. A este aspecto no suele prestársele la importancia que amerita, lo cual redundaría en que muchas construcciones modernas, aunque resulten seguras ante el colapso, sufran con excesiva frecuencia daños cuantiosos por sismos de mediana intensidad, debido a su excesiva flexibilidad. Las tres propiedades esenciales que rigen el buen comportamiento sísmico son: resistencia, rigidez y ductilidad ante cargas laterales. No es fácil cumplir simultáneamente con las tres, ya que en general las características que hacen a una estructura muy rígida y resistente, la hacen también poco dúctil.

El siguiente aspecto a comentar acerca de la forma en que las normas especifican sus criterios de diseño, es el relativo al sismo de diseño y su significado.

La acción sísmica de diseño debería corresponder a una intensidad que tiene un periodo de retorno determinado con base en un procedimiento de optimización que tome en cuenta el costo de hacer más resistente la estructura y las consecuencias de la falla. Distintos códigos aducen que sus valores especificados están basados en intensidades sísmicas con periodos de recurrencia que van desde 50 hasta 500 años para las estructuras comunes. Parece que en la mayoría de los casos dichos valores se han derivado más de ajustes sucesivos con base en el comportamiento observado de las estructuras comunes que de un análisis racional de riesgo sísmico.

Criterios de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

Los procedimientos de diseño sísmico incluidos en el capítulo correspondiente del Manual de Obras Civiles de la CFE son los mismos que los del RCDF, pero generalizados para toda la República Mexicana.

Como índice de la acción de diseño se emplea el coeficiente sísmico, c , que sirve de base para la construcción del espectro de diseño o puede usarse directamente como fracción del peso total de la construcción, W , que constituye la fuerza cortante horizontal, V , que actúa en la base de la construcción.

$$c = \frac{V}{W}$$

El coeficiente sísmico varía según el peligro sísmico del sitio, según el tipo de suelo y según la importancia de la construcción. La tabla IV.1 muestra los coeficientes sísmicos especificados en el Manual CFE para las cuatro regiones sísmicas en que se divide la República Mexicana, según la figura IV.2

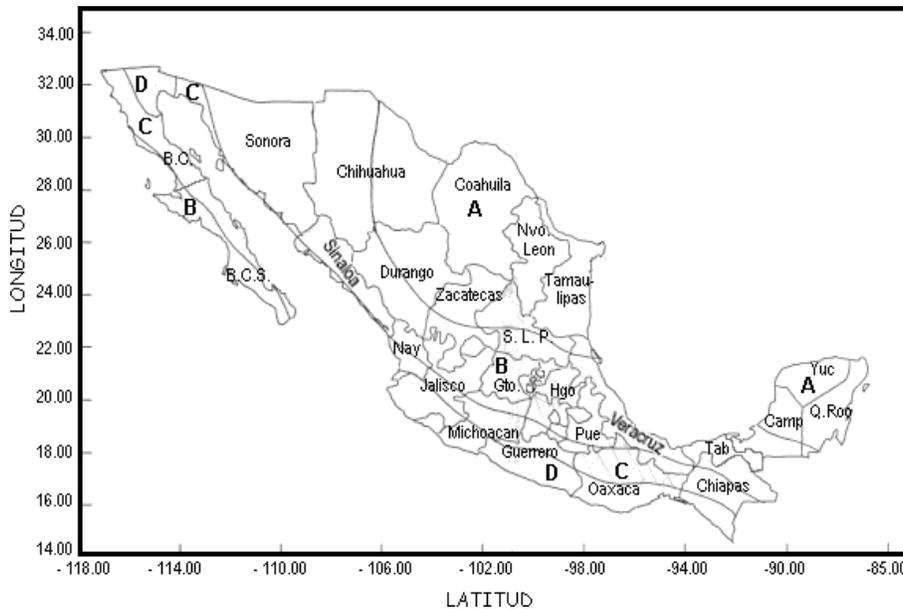
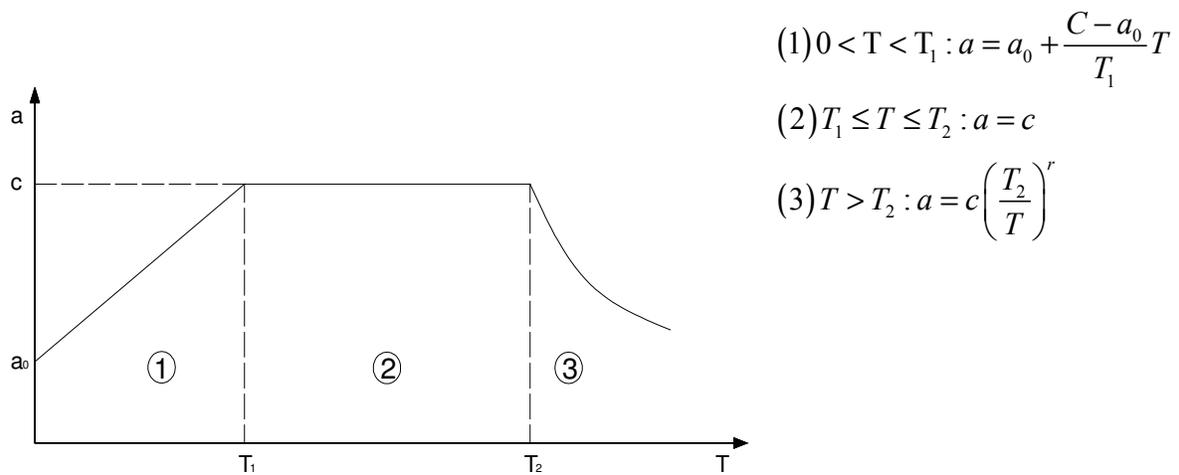


Fig. IV.2 Regionalización sísmica de México (Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE).

Tabla IV.1 Espectro de diseño sísmico para la Republica Mexicana. Según el manual CFE.



Donde

a: Ordenada espectral

- a₀: Ordenada espectral para T = 0
- c: Coeficiente sísmico básico
- r: Exponente adimensional
- T: Periodo natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos
- T₁, T₂: Periodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

ZONA SÍSMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	A ₀	C	T ₁ (S)	T ₂ (S)	R
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.2	0.6	2.5	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Nota: Las ordenadas espectrales que se obtienen son para estructuras del grupo B. Estas deberán multiplicarse por 1.5 en el caso de estructuras del grupo A.

Suelo tipo I, terreno firme; tipo II, terreno de transición; tipo III, compresible (ver figura IV.4)

En la tabla IV.1 se identifican como de zona I aquellos sitios de terreno firme en que, a profundidad menor de 3 m, existen estratos rocosos o de suelo muy compacto; como de zona II de transición, los sitios en que el suelo compacto se encuentra a profundidades de entre 3 y 20 m y como de zona III, de terreno compresible, aquellos sitios en que el suelo firme se encuentra a más de 20 m de profundidad. La ubicación de las tres zonas dentro del Distrito Federal se muestra en la figura IV.3.

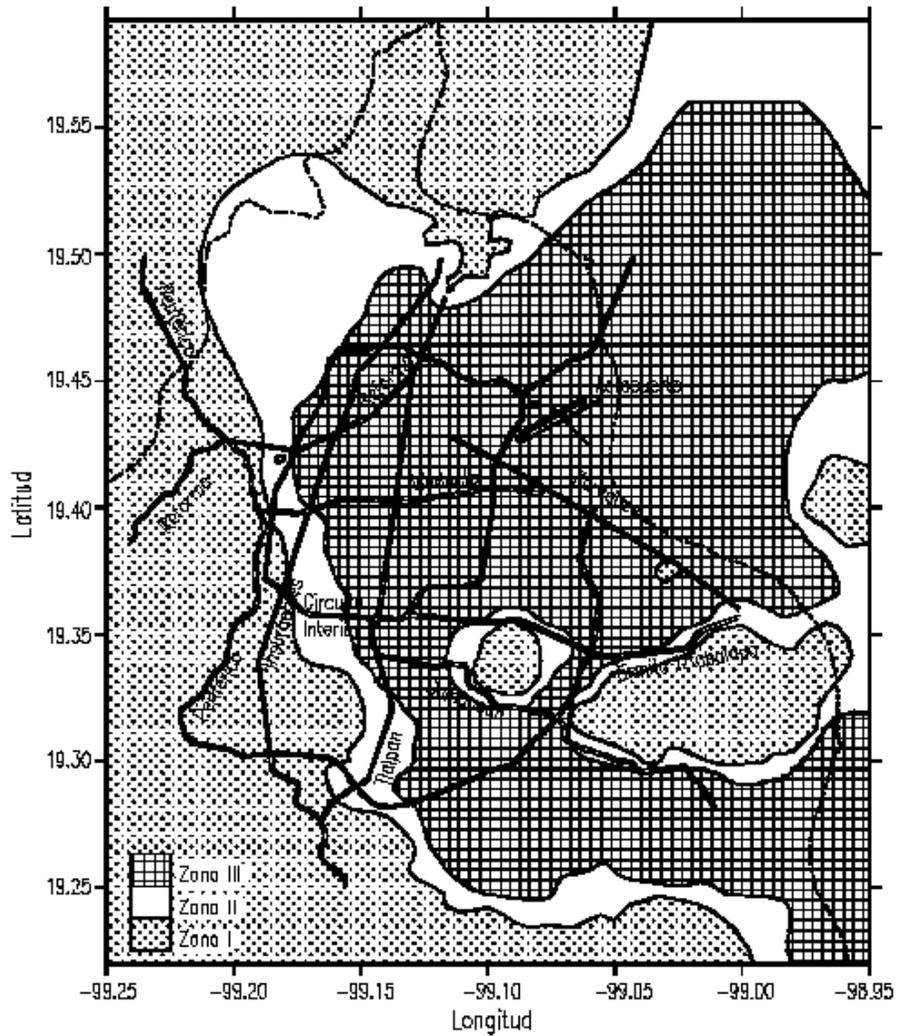


Fig. IV.3 Zonificación del Distrito Federal, según tipo de suelo.

Los reglamentos mexicanos especifican coeficientes sísmicos de diseño mayores a medida que aumenta la profundidad de los estratos de suelo deformable que se encuentran en el sitio. Esto es acorde a la evidencia de intensidades sísmicas mucho mayores en las zonas de suelo blando que en las de terreno firme. Basta recordar la gran cantidad de daños registrados en el sismo de 1985 en la denominada "zona del lago" de la Ciudad de México, en comparación con la casi completa ausencia de daños en la denominada "zona de lomas" donde el terreno es firme. Una evidencia muy clara al respecto se tiene al comparar los acelerogramas obtenidos en distintos sitios del Valle de México durante un mismo evento sísmico. Se aprecia en la figura IV.4 que los movimientos en sitios de terreno firme son de muy baja amplitud y relativamente cortos, mientras que la intensidad y duración

del movimiento crecen sustancialmente donde los estratos de arcilla compresible tienen espesores considerables. La comparación de los espectros para distinto tipo de suelo se ilustra en la figura IV.5

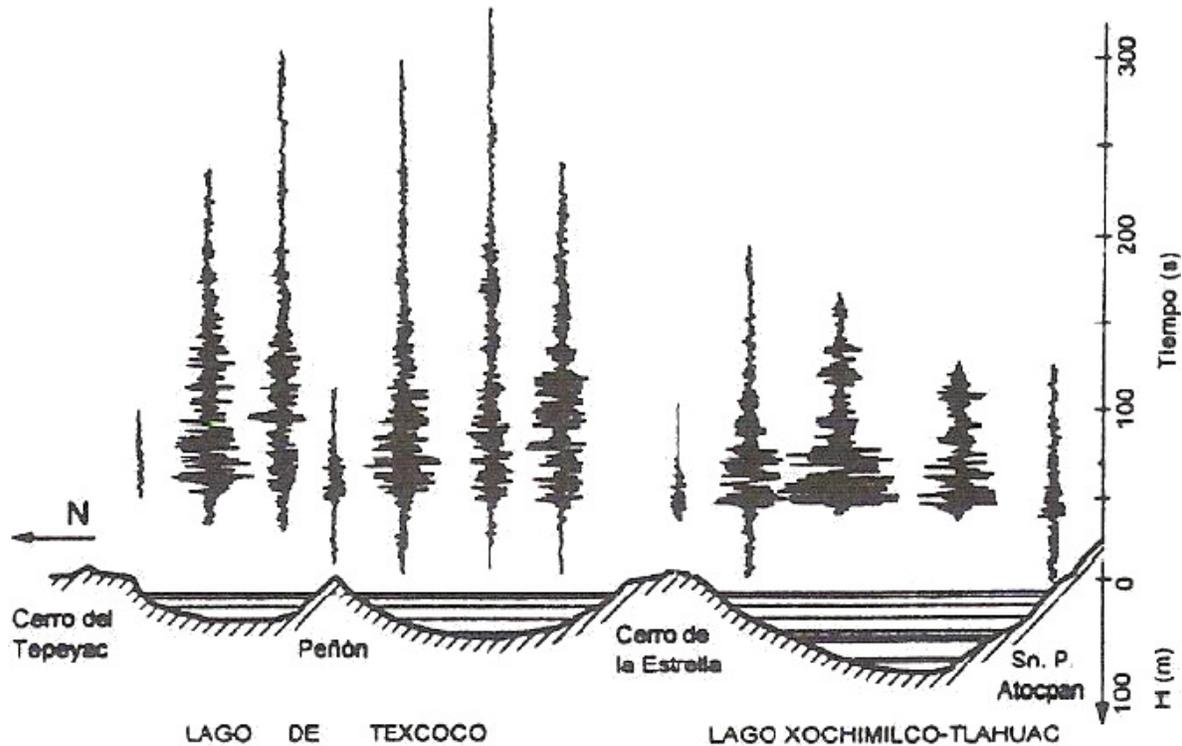


Fig. IV.4 Corte N-S del vale de México en donde se muestra el perfil esquemático de los depósitos profundos, las zonas de lago y algunos acelerogramas del 25 de abril de 1989.

Tomando en cuenta que es mayor la confiabilidad que se requiere para construcciones cuyas consecuencias de la falla son particularmente graves o para aquéllas que es vital que permanezcan funcionando después de un evento sísmico importante, se requiere que el coeficiente sísmico se multiplique por 1.5 para diseñar las estructuras de construcciones como estadios, hospitales y auditorios, subestaciones eléctricas y telefónicas (o sea las clasificadas dentro del grupo A).

Los coeficientes sísmicos sirven para construir los espectros de aceleraciones de diseño. De hecho representan una cota superior a las aceleraciones de dicho espectro. Que corresponde a su parte plana. En la tabla IV.1 se proporcionan las reglas para la construcción del espectro completo de diseño según el Manual CFE. Los espectros de diseño para las tres zonas del Distrito Federal según el tipo de suelo se muestran en la figura IV.5. Dichos espectros se emplean para un análisis dinámico. Para el análisis estático puede emplearse el coeficiente sísmico, c , o un coeficiente

reducido según el valor del periodo fundamental. Los espectros así contruidos son "elásticos", o sea, determinan las fuerzas laterales para las que hay que diseñar una estructura, si se pretende que permanezca elástica ante el sismo de diseño. Se admiten reducciones en las ordenadas espectrales. Estas reducciones están definidas por un factor Q que toma los valores especificados en la tabla IV.2(Consultar en anexo 2) según el tipo de estructuración y los detalles de dimensionamiento que se hayan adoptado en la estructura, los cuales determinan el grado de disipación de energía en campo inelástico del que la estructura puede disponer.

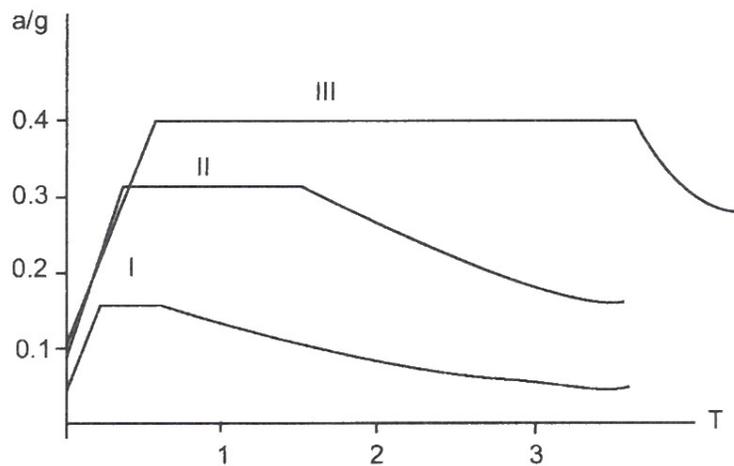


Fig. IV.5 Espectros de diseño para las diferentes zonas del D.F.

El RCDF especifica que las ordenadas del espectro elástico se pueden reducir, para fines de diseño, dividiéndolas entre un factor Q' que es igual a Q para periodos mayores que cierto valor T_1 , y que decrece linealmente entre Q Y 1 para periodos menores, como se aprecia en la figura IV.6 que muestra los espectros correspondientes a distintos valores de Q para construcciones en la zona III. Además, indica el RCDF que para construcciones con estructuración irregular debe reducirse a 80% el valor de Q' .

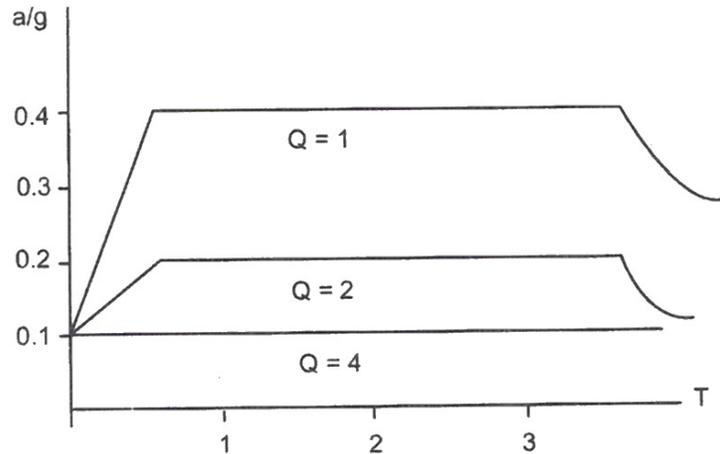


Fig. IV.6 Espectros para la zona de lago del D.F. reducidos para distintos factores de comportamiento sísmico.

Debe revisarse la estructura para la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Se considerará actuando simultáneamente el valor de diseño de un componente más 30 por ciento del valor de diseño del componente ortogonal. Ha sido costumbre considerar que la acción sísmica se ejerce en forma independiente de cada dirección, o sea revisar el efecto de la acción sísmica de diseño en una de las direcciones principales de la estructura, considerando que las fuerzas sísmicas son nulas en cualquier otra dirección. En realidad el movimiento de terreno tiene componentes en las tres direcciones simultáneamente. Como se puede apreciar de los acelerogramas de la figura IV.7, el componente en una dirección horizontal es simultáneo a otros en la dirección horizontal ortogonal y en dirección vertical; sin embargo, la probabilidad de que coincidan en un mismo instante los máximos de más de un componente es despreciable. De un análisis probabilista del problema se determinó que simultáneamente al máximo en una dirección puede actuar 30% del máximo en otra ortogonal; de allí el requisito especificado por el RCDF e ilustrado en la figura IV.8.

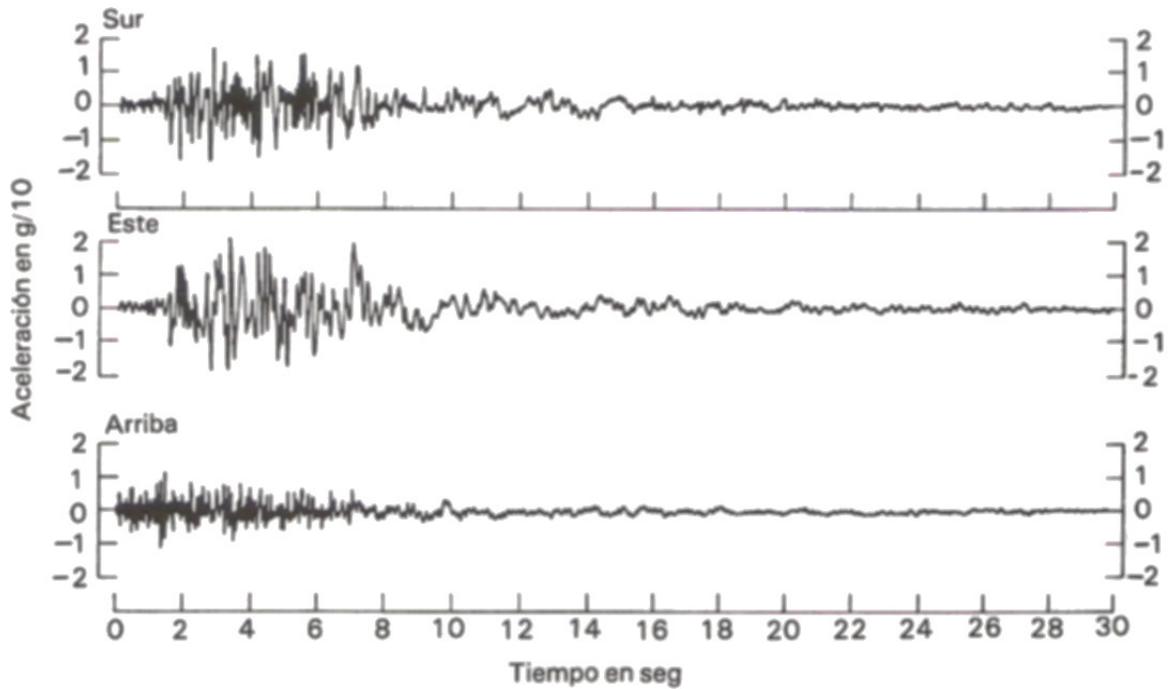


Fig. IV.7 Acelerogramas de los tres componentes de un sismo (registrados a 20 km del epicentro del sismo de San Fernando, 1971).

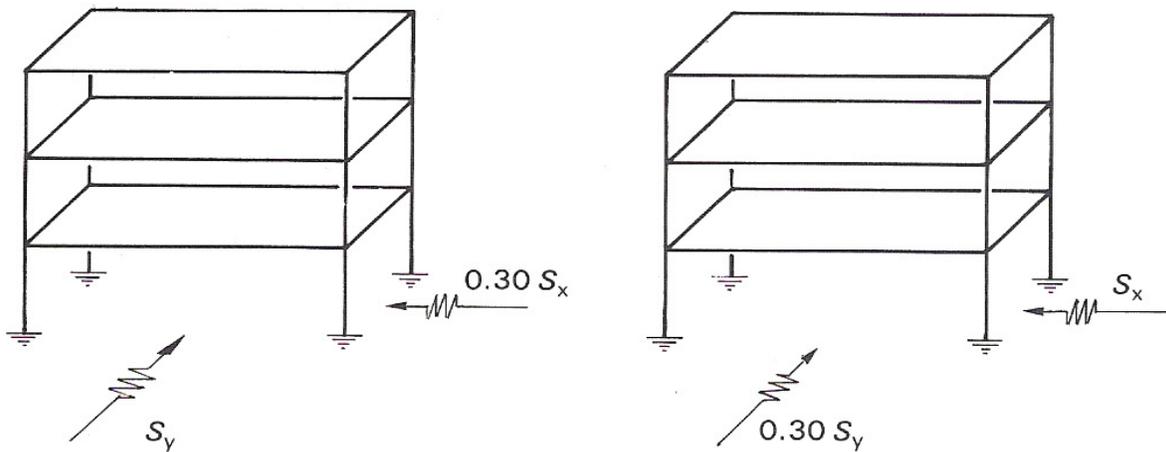
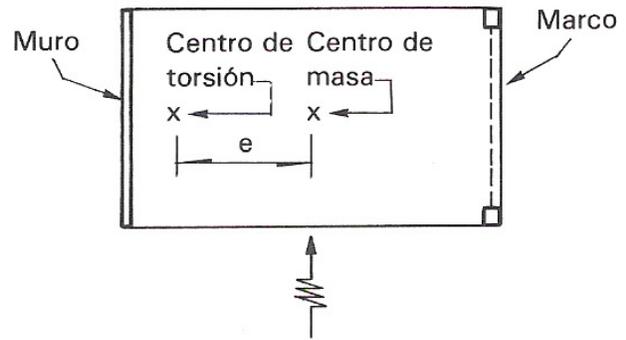


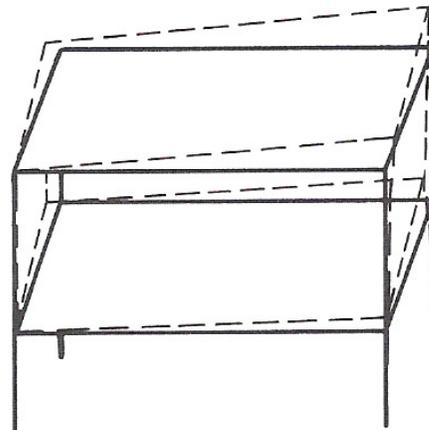
Fig. IV.8 Combinaciones del efecto sísmico en dos direcciones.

La aplicación de este requisito da lugar a complicaciones severas en el análisis, especialmente cuando existen asimetrías en la estructuración. Por otra parte, en la mayoría de las estructuras es despreciable el efecto simultáneo del otro componente, así que el proyectista deberá evaluar inicialmente si el efecto es significativo en su caso particular para en caso contrario, ignorarlo en el análisis.

La estructura presenta movimientos de traslación y puede presentar además, movimientos de rotación en cada masa figura IV.9 y un modelo más completo debería incluir ese grado de libertad mediante resortes de torsión en cada piso. La importancia de las rotaciones y la magnitud de las solicitaciones que por este efecto se inducen en la estructura dependen de la distribución en planta de las masas y de las rigideces laterales. Desde un punto de vista del equilibrio, la fuerza actuante por sismo en cada piso está situada en el centro de masa, mientras que la fuerza resistente lo está en el centro de torsión, o sea donde se ubica la resultante de las fuerzas laterales que resiste cada uno de los elementos. Si entre esos dos



a) Planta



b) Configuración deformada

Fig. IV.9 Vibración de un edificio incluyendo efectos de torsión.

elementos. Si entre esos dos puntos existe una excentricidad, la acción en cada entrepiso estará constituida por una fuerza cortante más un momento torsionante cuyo efecto debe tomarse en cuenta en el diseño.

Un análisis dinámico que incluya los efectos de torsión a través de la consideración de un grado de libertad de rotación en cada nivel resulta muy complicado y, para las estructuras comunes, el efecto de la torsión se suele considerar de manera estática superponiendo sus resultados a los de un análisis, estático o dinámico, de los efectos de traslación calculados de manera independiente.

Debido al efecto dinámico de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso puede verse en general amplificado y, por tanto, la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente. Por otra parte, el cálculo del centro de torsión sólo puede efectuarse con

pobre aproximación, porque la rigidez de cada elemento particular puede ser alterada por agrietamientos locales o por la contribución de elementos no estructurales. Por las dos razones expuestas, el RDF especifica que el momento torsionante de diseño se determine con una excentricidad total que se calculará como la más desfavorable de:

$$e = 1.5e_c + 0.1b$$
$$e = e_c - 0.1b$$

donde e_c es la calculada a partir de los valores teóricos de los centros de masa y de cortante; el factor 1.5 cubre la amplificación dinámica de la torsión; b es el lado del edificio en dirección normal a la del análisis; o sea, se considera un error posible en la determinación de la excentricidad igual a 10% del ancho del edificio.

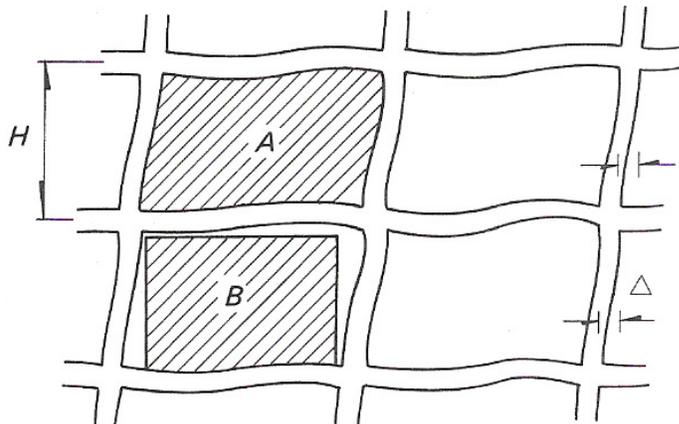
Como se ha indicado anteriormente, el segundo objetivo básico del diseño sísmico, consistente en evitar daños ante temblores moderados, se trata de cumplir limitando los desplazamientos laterales de la estructura. El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños es la distorsión de entrepiso, γ , o sea el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos, Δ , dividido entre la altura de entrepiso, H , figura IV.10.

$$\gamma = \frac{\Delta}{H}$$

Hay que recordar que la reducción en el coeficiente sísmico por comportamiento inelástico es válida para determinar las fuerzas para las que hay que diseñar la estructura, pero que las deformaciones que se presentarán en la estructura serán Q veces las que se han determinado con un análisis elástico bajo esas fuerzas reducidas. Por tanto antes de compararlas con deformaciones admisibles, las deformaciones calculadas, Δ_c , deberán multiplicarse por Q .

$$\Delta = Q \times \Delta_c$$

También debe tenerse en mente que el objetivo es limitar las deflexiones a valores que no causen daños en elementos estructurales y no estructurales, no para el sismo de diseño sino



A: muro integrado a la estructura

B: muro separado de la estructura

$$\gamma = \frac{\Delta}{H} = \text{Distorsión del entrepiso}$$

$$\gamma_{\text{admisible}} = 0.0008 \text{ Caso A}$$

$$\gamma_{\text{admisible}} = 0.016 \text{ Caso B}$$

Fig. IV.10 Distorsiones de entrepiso admisibles según el RDF.

para uno de mucho menor intensidad. Para poder emplear los mismos resultados del análisis ante el sismo de diseño, las distorsiones admisibles se multiplican en el RDF por un factor del orden de tres con respecto a las que realmente se quieren controlar. Así, se encuentra experimentalmente que en muros de mampostería y en recubrimientos frágiles de paredes divisorias se provocan agrietamientos cuando las distorsiones exceden de dos al millar ($\gamma \geq 0.002$); el reglamento en cuestión exige se compare la distorsión calculada con un valor admisible:

$$\gamma_{adm} = 0.006$$

cuando las deformaciones de la estructura pueden afectar elementos no estructurales frágiles (caso, A en la figura IV.10).

Por otra parte, cuando no existen elementos frágiles que pueden ser dañados por el movimiento de la estructura o cuando éstos están desligados de la estructura principal (caso, B en la figura IV.10) se aumenta al doble la distorsión admisible:

$$\gamma_{adm} = 0.012$$

En este caso, el límite tiene como fin evitar que la edificación resulte excesivamente flexible y se originen deformaciones que causen molestias y pánico a los ocupantes, que hagan que se vuelvan importantes los efectos de segundo orden.

IV.3 RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACION

Recomendaciones generales

La forma de la construcción, el tipo y arreglo de los elementos estructurales y la distribución de las masas del edificio tienen una influencia decisiva en la bondad del diseño sismorresistente; mucho más que para el diseño ante otras acciones.

La sencillez, uniformidad y simetría de la construcción son aspectos básicos que contribuyen a reducir drásticamente los riesgos de un mal comportamiento ante la acción de un sismo. Por ello es obligación del proyectista estructural pugnar para que la construcción tenga esas características en tanto que ello no entre en conflicto con necesidades primarias de funcionamiento ni con requisitos estéticos esenciales. En una estructura en zona de alto peligro sísmico deben evitarse las rarezas arquitectónicas que hacen precario el equilibrio y dudosa la estabilidad ante cargas laterales.

El proyectista estructural debe hacer consciente al proyectista general y al propietario de que el salirse de las recomendaciones básicas de estructuración da lugar a una estructura poco económica, pero no debe necesariamente impedir la originalidad y la funcionalidad del proyecto, cuando con un análisis más refinado y con detalles más cuidadosos pueda superar las dificultades que el proyecto presenta. Se enumeran a continuación una serie de recomendaciones al respecto.

- a) La sencillez de la estructura permite al proyectista entender claramente la forma en la que ésta resiste las cargas laterales y en la que puede disipar la energía introducida por el sismo.
- b) La existencia de sistemas estructurales que proporcionen a la estructura rigidez y resistencia en dos direcciones ortogonales es un requisito obvio en vista de que el movimiento del terreno induce fuerzas en cualquier dirección; sin embargo, es bastante frecuente que se olvide este punto, con resultados catastróficos. Un ejemplo es la estructuración de la figura IV.11 que forma marco sólo en dirección transversal. El sistema puede funcionar correctamente ante cargas verticales, ya que la losa, trabajando a flexión en una dirección, transmite la carga vertical a las vigas y éstas a las columnas. Sin embargo, la resistencia y

rigidez ante cargas laterales en dirección longitudinal son sumamente bajas, ya que al no existir marcos se basan en el trabajo de las columnas como voladizos. Una situación similar se presenta en construcciones de muros de carga cuando los requisitos de circulación tienden a forzar los muros que estén orientados en una sola dirección.

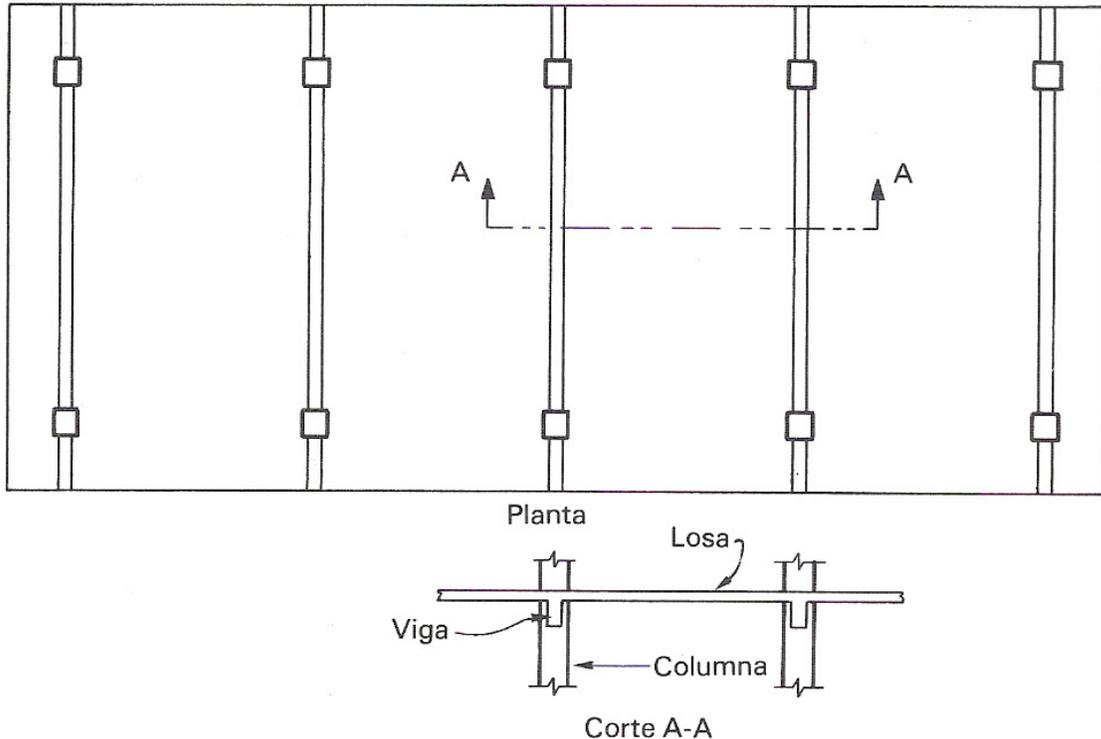
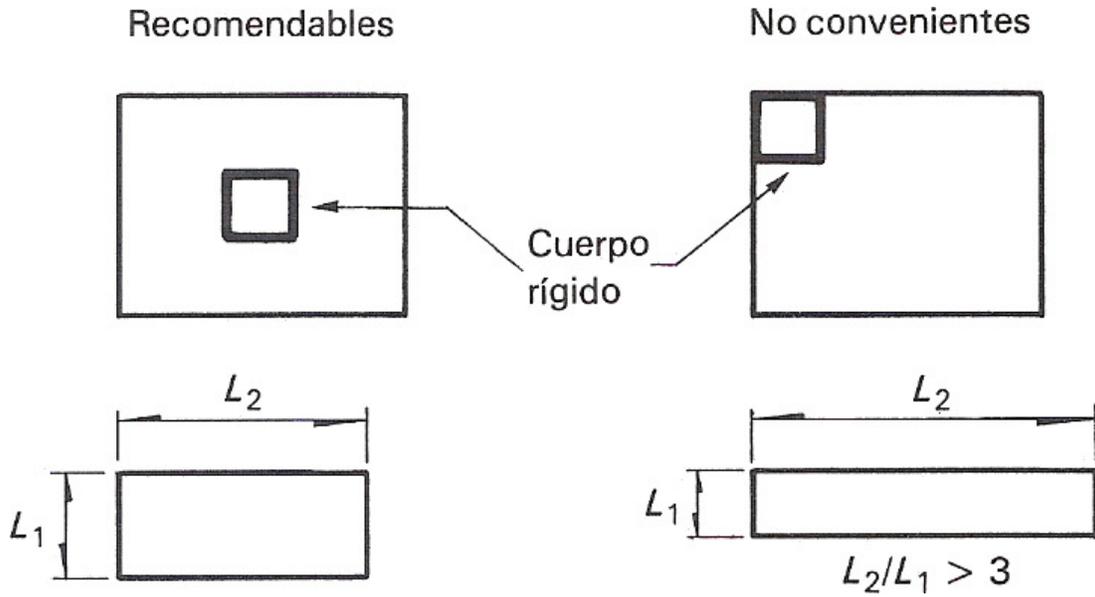


Fig. IV.11 Edificio estructurado con marcos en una sola dirección.

- c) La distribución simétrica en planta de los elementos estructurales evita que se presenten torsiones importantes en la respuesta estructural que den lugar a sollicitaciones muy altas y de cuantificación poco confiable en los elementos estructurales. Los muros de colindancia y los cuerpos de escaleras y elevadores son los elementos que suelen causar los mayores problemas de torsión debido a su alta rigidez y a la dificultad de colocarlos en la posición estructural más conveniente figura IV.12.
- d) Debe tenderse a una forma regular en planta. Son poco convenientes las formas excesivamente alargadas debido a que se tiende a perder la rigidez de la losa en su plano para trabajar como diafragma y se aumentan las posibilidades de excentricidad en la distribución de rigideces. Igualmente poco deseables son las formas en L y T, así como

aquellas que tengan fuertes entrantes, debido esencialmente a los problemas de torsión que provocan. A este respecto, la solución generalmente recomendada es dividir la construcción en unidades aproximadamente cuadradas con una estructura independiente. Aunque esta solución resuelve los problemas estructurales, suele generar problemas de funcionamiento, ya que la holgura que hay que dejar en las juntas es apreciable y las precauciones que hay que tomar para sellar las uniones son complejas y costosas ver figura IV.12.



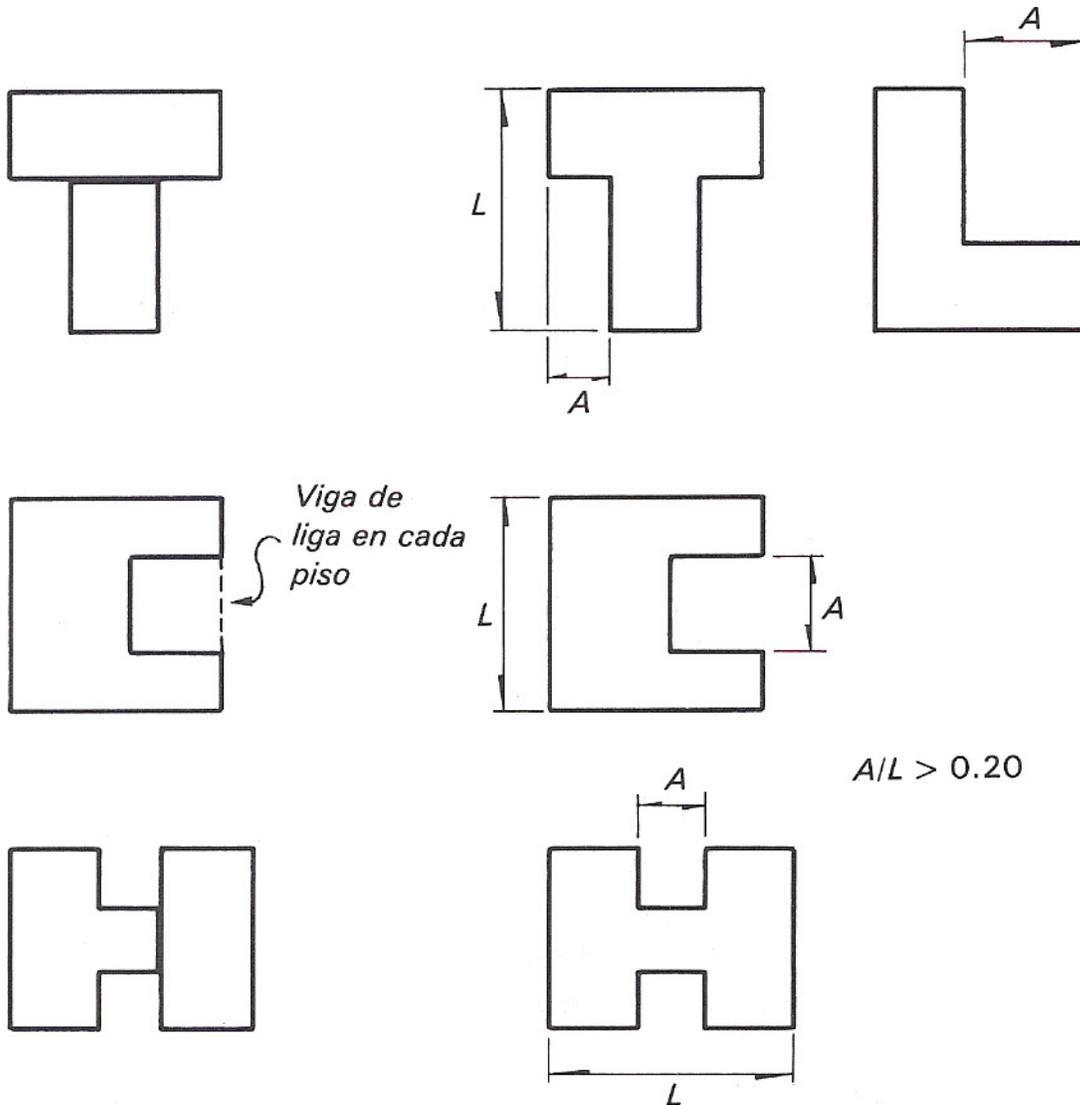


Fig. IV.12 Recomendaciones sobre geometría de la planta de las estructuras para edificios.

- e) Debe buscarse una forma regular de la construcción en elevación. Las fuertes reducciones del tamaño de la planta después de cierto número de pisos provocan amplificaciones locales del movimiento que no están cubiertas por los procedimientos de diseño usuales recomendados por los códigos. En caso de no poder evitarse cierta irregularidad, deben seguirse métodos de análisis más refinados. La concentración de masas importantes a gran altura es obviamente poco adecuada, ya que se incrementan notablemente las fuerzas de inercia y los momentos de volteo (figura IV.13).

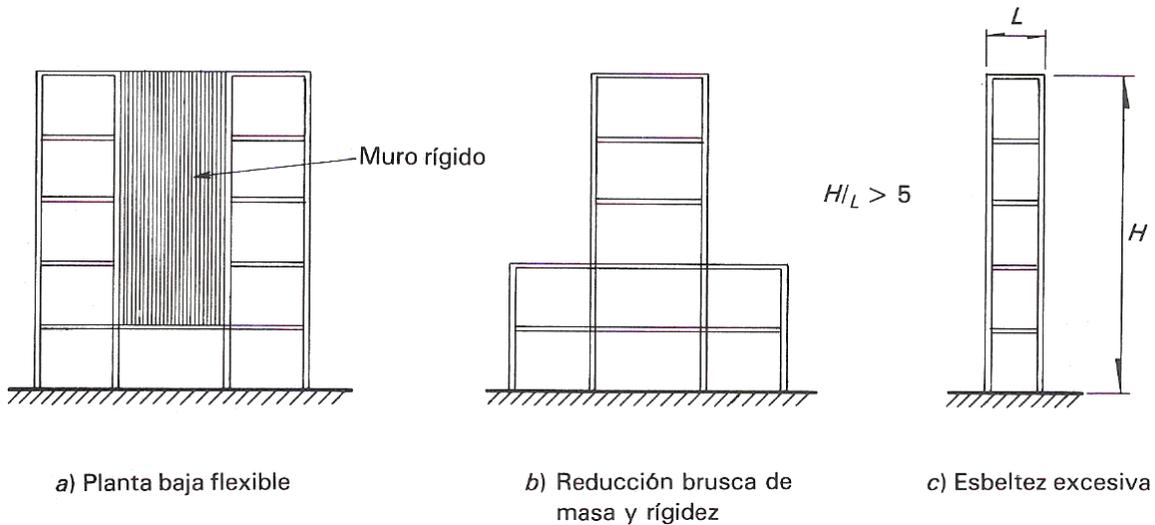


Fig. IV.13 Configuraciones poco convenientes en elevación para edificios.

f) La uniformidad de resistencia y rigidez de las diferentes partes de la estructura es un punto esencial. Hay que recordar que las fuerzas laterales para las que se analiza la estructura están reducidas por considerar la habilidad de ésta para disipar energía en el intervalo inelástico. La capacidad de disipación de energía de la estructura depende del número de secciones y elementos que pueden llegar simultáneamente a la fluencia; mientras mayor sea ésta, habrá más disipación de energía y menos demanda de deformación inelástica en las secciones individuales. Por ello deben cuidarse particularmente los puntos siguientes:

- Proporcionar máxima hiperestaticidad. Mientras mayor sea el número de secciones que tenga que llegar a la fluencia antes que la estructura pueda fallar, mayor será la disipación inelástica de energía.
- Evitar zonas o elementos sobrediseñados. El sobrediseño local, o sea el proporcionar a algunas partes de la estructura resistencia superior a la mínima exigida por el reglamento, de manera que el factor de seguridad contra la falla de algunos elementos es superior al de otros, no es conservador en el diseño sismorresistente, ya que las secciones sobrediseñadas no participarán de la deformación inelástica y dejarán a un número reducido de secciones la función de disipar energía.

- Como consecuencia del razonamiento anterior, debe evitarse que un entrepiso tenga una resistencia y rigidez francamente inferiores al resto, aunque éstas sean suficientes para absorber las fuerzas de diseño. El entrepiso en cuestión deberá en un sismo disipar por sí solo la energía inducida por el sismo y estará sujeto a una demanda de ductilidad que posiblemente no sea capaz de cumplir. Es difícil de respetar esta recomendación en diversas construcciones en que las actividades que se van a desarrollar en un piso, generalmente la planta baja, son diferentes de las de los otros y requieren de grandes espacios libres que impiden prolongar en dicho entrepiso los elementos que proporcionan gran rigidez en el resto (figura IV.13a). Frente a estas situaciones debe optarse por ubicar elementos resistentes en otras posiciones o por diseñar para factores de reducción por ductilidad menores que los normalmente aceptados para la estructuración en cuestión. Esta es la razón por la que el RDF hace depender el factor de reducción, Q , de lo que llama el factor de seguridad del entrepiso, o sea de la relación entre la fuerza cortante que es capaz de resistir el entrepiso y la fuerza cortante que se introduce, según el procedimiento de diseño adoptado, en el entrepiso en cuestión para el sismo de diseño. Si esta relación es significativamente distinta de uno a otro piso, se reduce el valor de Q que puede emplearse.

 - También como consecuencia de lo anterior, deben evitarse las zonas débiles. El efecto sísmico tratará de localizar las zonas más débiles de la estructura para disipar allí su energía, con la cual puede provocar fallas locales difíciles de reparar. Los huecos para ductos, los cambios bruscos de sección, las juntas de colado, las conexiones entre elementos son lugares que deben detallarse con particular cuidado para evitar fallas locales.
- g) Debe asegurarse que los sistemas de piso y techo sean suficientemente rígidos y resistentes para absorber las fuerzas que se originan en su plano a fin de poder distribuir las fuerzas de inercia entre los elementos verticales de diferente rigidez. Una losa de concreto constituye en general un elemento adecuado para tomar esas fuerzas horizontales, excepto cuando se trate de plantas excesivamente alargadas o con alguna reducción brusca de área

(figura IV.12). Los techos de elementos de acero o de madera y de cubierta de lámina delgada necesitan arriostramiento en su plano para tener suficiente rigidez. Cuando no se cumplan las condiciones para que el piso funcione como un diafragma rígido, deben considerarse, en el análisis de la distribución en planta de las fuerzas sísmicas, las deformaciones de la losa. En el caso extremo de que el sistema de piso no tenga rigidez en su plano, las fuerzas sísmicas se distribuirán entre los elementos resistentes, proporcionalmente a la masa que sobre cada uno gravita e independientemente de su rigidez.

- h) La cimentación debe ser tal que pueda transmitir a la estructura los movimientos del suelo de manera que ésta actúe como una unidad monolítica y que no haya deformaciones relativas importantes entre suelo y estructura. Así, la cimentación deberá ser rígida en su plano para que todos los apoyos de la estructura se muevan de manera uniforme y no haya desplazamientos relativos entre ellos. Deberá permitir que la fuerza cortante que actúa en la base de la estructura se transmita al suelo, por medio de una suficiente profundidad de desplante o mediante pilotes. Deberá proporcionar empotramiento a los elementos verticales cuando así se haya considerado en el análisis. Este aspecto es particularmente crítico para los muros de rigidez en cuya base se presentan grandes momentos de empotramiento que deben ser transmitidos al suelo por una cimentación muy rígida o por unos elementos que limiten los esfuerzos en el suelo a valores admisibles.

Distintos códigos establecen de diferentes maneras requisitos para favorecer que los edificios satisfagan condiciones de regularidad. Algunos fijan límites para ciertas características indeseables (excentricidad en planta, esbeltez, etc.), otros castigan los edificios obligando a que se diseñen para resistir fuerzas sísmicas mayores. El RCDF adopta este último enfoque y, tomando como base que los edificios irregulares tienen menos capacidad para desarrollar altas ductilidades, especifica que deben reducirse a 80% los factores de reducción del espectro elástico, Q' cuando no se cumpla alguna de las condiciones de regularidad señaladas en la lista de la tabla IV.3 (Consultar en anexo 2). Resulta que en la mayoría de los edificios reales no puede cumplirse con alguna de dichas condiciones, por lo que en general la mayoría de los casos se llega a tener que usar factores de reducción de fuerzas sísmicas reducidos al 80%.

Ventajas y limitaciones de estructura con marcos y con muros de rigidez

Ha habido una controversia desde hace décadas acerca de las ventajas respectivas de contar con una estructuración esencialmente a base de marcos, y que por tanto proporciona una estructura flexible y que se presta con relativa facilidad a lograr una gran ductilidad, o de tener una estructura en que la resistencia a cargas laterales se debe a muros o al arriostramiento vertical de una o más crujiás.

El punto principal de la polémica reside en si es preferible una estructura de alta rigidez y resistencia ante cargas laterales, aunque su ductilidad sea baja o, viceversa, si conviene tener una gran capacidad de disipación de energía inelástica aun a costa de una baja rigidez que redunde en daños frecuentes ante sismos moderados.

Otro aspecto importante en que una estructura con muros (rígida) difiere de una de marcos (más flexible) es que cae en una zona diferente del espectro de respuesta y, dependiendo de la forma del espectro, pueden corresponderles ordenadas espectrales distintas. En general, una estructura muy rígida será más conveniente en suelo compresible, cuando el espectro tiene ordenadas bajas para periodos cortos, mientras que en terreno de baja compresibilidad una estructura flexible estará sujeta a solicitaciones menores, ya que caerá en la rama descendente del espectro, donde la ordenada es menor.

El aprovechamiento de la ductilidad está limitado por el control de las deformaciones laterales. Al tener que respetar los requisitos de deformaciones laterales, es necesario que la estructura posea una rigidez lateral mínima que impide en la mayoría de los casos el aprovechamiento de grandes factores de reducción por ductilidad. Así, en edificios de mediana o gran altura es poco económica la estructuración a base de marcos dúctiles únicamente, ya que el tamaño necesario de las columnas y vigas para cumplir con los requisitos de desplazamiento es mayor del necesario para resistencia y resulta en general antieconómico; conviene en estos edificios emplear muros o contraventeos para proporcionar la rigidez necesaria.

Las tendencias actuales en el diseño sísmico de edificios favorecen el empleo de las estructuras rígidas sobre las flexibles, con base en el principio de que el daño experimentado es directamente proporcional al desplazamiento máximo que experimentará la estructura durante el sismo. Debido a que las condiciones que proporcionan una rigidez elevada a la estructura (abundancia de muros y contravientos) conducen también generalmente a una alta resistencia a cargas laterales, no resulta necesario emplear factores elevados de reducción por ductilidad. En estructuras rígidas la ductilidad se busca como una fuente adicional de seguridad contra el colapso más que como un recurso para reducir las fuerzas sísmicas del diseño.

IV.4 REQUISITOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE LAS ESTRUCTURAS

Aspectos generales

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de estructuras resistentes a sismos es el relativo al dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales y de sus conexiones, de manera que la estructura se comporte en forma congruente con lo que se ha supuesto en el análisis. Con respecto a esto, los puntos más importantes son los relativos a que las secciones individuales sean capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño y a que la estructura en su conjunto pueda, en caso de estar sujeta a un sismo extraordinario, desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía del sismo sin llegar al colapso.

Para un esquema estructural dado, algunas normas actuales permiten diferentes opciones al proyectista en cuanto a la magnitud de la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño por efectos de ductilidad; en el RCDF esto se realiza por medio del valor del factor Q . Los requisitos de estructuración, dimensionamiento y detallado son más rigurosos cuando se admite usar un factor de reducción por ductilidad mayor. Por tanto, no necesariamente la estructura mas conveniente es la que se diseña para el máximo factor de reducción admitido por el reglamento. El proyectista deberá en cada caso hacer una evaluación económica para determinar si el costo que implica cumplir los requisitos impuestos para el empleo de un factor de reducción mayor, justifica el ahorro que se tiene por la reducción en las fuerzas sísmicas de diseño.

Los factores de reducción por ductilidad especificados por los reglamentos son índices de la cantidad de energía que la estructura debe ser capaz de disipar con comportamiento inelástico y no

corresponden generalmente a factores de ductilidad reales; más bien la ductilidad que debe ser capaz de desarrollar localmente una sección es en general muy superior al factor de reducción adoptado. La capacidad de disipación de energía de una estructura va a estar regida por el número de secciones que llegan a entrar en intervalos inelásticos y por la capacidad de deformación (ductilidad) de las mismas. Mediante precauciones adecuadas en la estructuración, dimensionamiento y detallado, el proyectista puede lograr que las secciones críticas sean precisamente aquéllas en que pueda desarrollarse mayor ductilidad. Por otra parte, el cuidado en proporcionar ductilidad a la estructura puede verse estropeado por haber ignorado que en el mecanismo de falla intervienen otros modos de falla de tipo frágil.

Estructuras de concreto

Los factores de reducción por ductilidad aceptados implícita o explícitamente, por las diversas normas de estructuras de concreto tienen diferencias significativas, debidas principalmente a la forma en que se plantea el procedimiento de diseño. Algunos códigos aceptan factores de reducción muy altos (hasta de doce), pero éstos están asociados a coeficientes sísmicos básicos (o a ordenadas del espectro elástico) muy elevados. Otros códigos como el RCDF, especifican factores de reducción menores (como máximo de cuatro), pero los asocian a coeficientes sísmicos básicos mucho menos severos. El resultado final es bastante similar en todos los casos. Se comentaran a continuación brevemente los principales aspectos que deben cuidarse en el dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales para poder adoptar factores de reducción elevados.

a) Materiales

La resistencia en compresión del concreto tiene poca influencia en el nivel de ductilidad que puede desarrollar la estructura. Algunos códigos especifican una resistencia mínima de 250 kg/cm^2 con la intención principal de evitar tipos de concreto en los que se tiene en general un pobre control de calidad. Para la adopción de los mayores factores de reducción por ductilidad, es conveniente exigir un control de calidad del concreto particularmente estricto, para evitar que la variabilidad de sus propiedades pueda dar lugar a zonas mucho más débiles que el resto de la estructura, en las que tienda a concentrarse la disipación inelástica de energía, lo que redundaría en una menor

ductilidad del conjunto. Para garantizar lo anterior, conviene especificar que el concreto sea dosificado por peso y con correcciones por humedad y absorción de los agregados.

En lo relativo al acero de refuerzo existen discrepancias entre las recomendaciones de distintas normas. Aunque todas tienden a favorecer el empleo de aceros con fluencia definida y con alta ductilidad y, por tanto, con esfuerzos de fluencia relativamente bajos, algunas desalientan el empleo de aceros con esfuerzo de fluencia superior a 3000 kg/cm^2 , mientras que otras admiten aceros hasta de 6000 kg/cm^2 . El RCDF acepta el uso de aceros de este último tipo cuando se diseña para factores de reducción de dos o menores. Para adoptar $Q = 4$ se exige por una parte que el acero de refuerzo tenga fluencia definida, lo cual excluye los aceros trabajados en frío, y por otra que el esfuerzo de fluencia no exceda de 4200 Kg/cm^2 .

b) Vigas

Los requisitos al respecto son similares en todos los códigos recientes. Se tiende a limitar la relación ancho a peralte y longitud a peralte de las vigas para evitar que la excesiva esbeltez de la sección provoque problemas de pandeo lateral que limitan la ductilidad que puede desarrollarse. Además, se pretende asegurar que la transmisión de momentos entre viga y columna pueda realizarse sin que aparezcan esfuerzos importantes por cortante y torsión. Con tal fin se limita la excentricidad que puede tener el eje de la viga con respecto al de la columna. Se impiden así situaciones, como las mostradas en la figura IV.14 que han dado lugar a fallas estructurales graves.

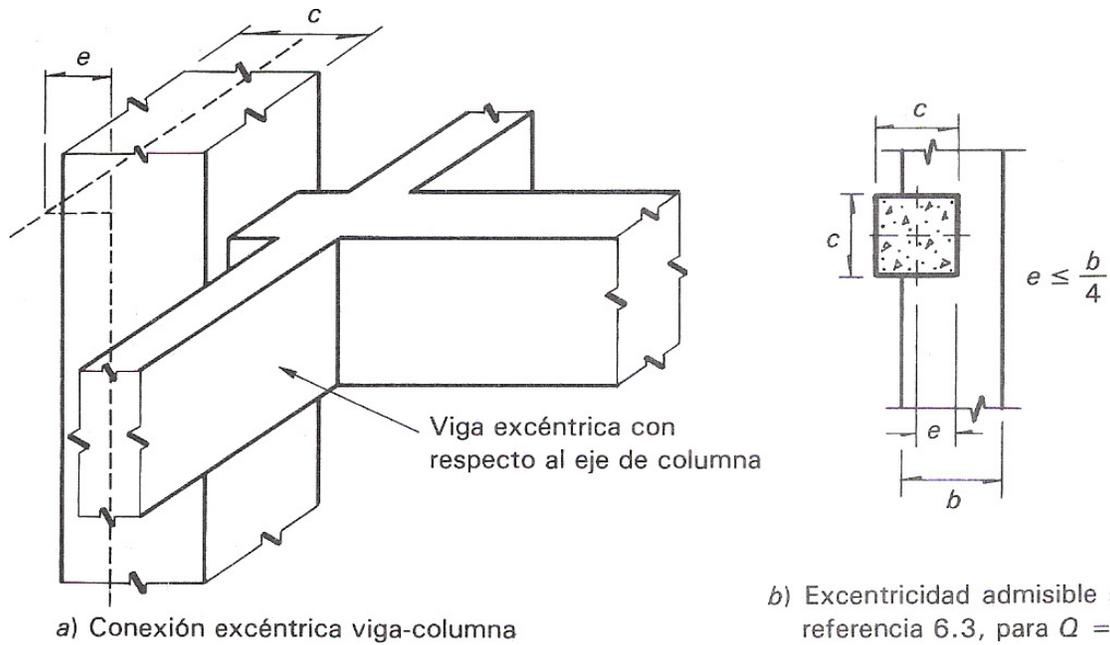
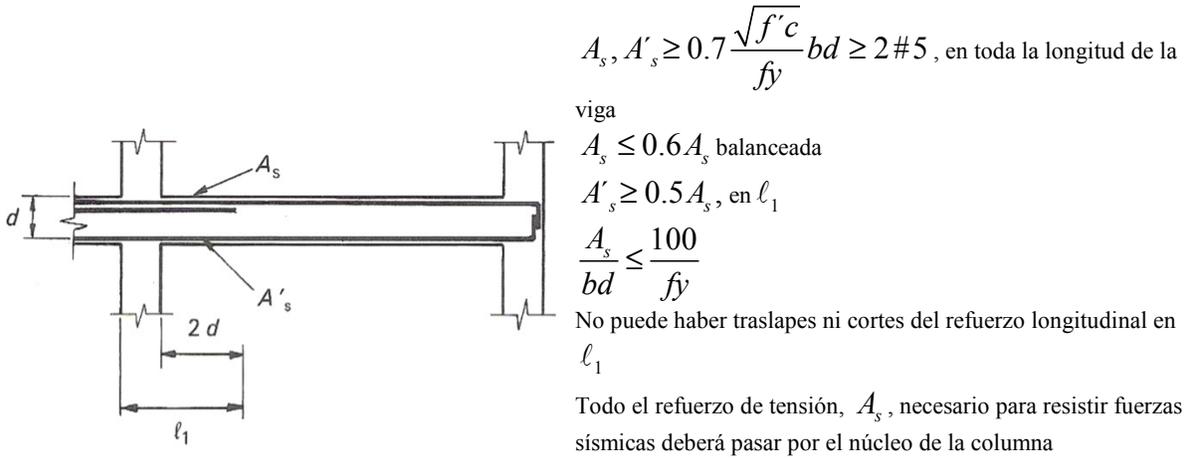


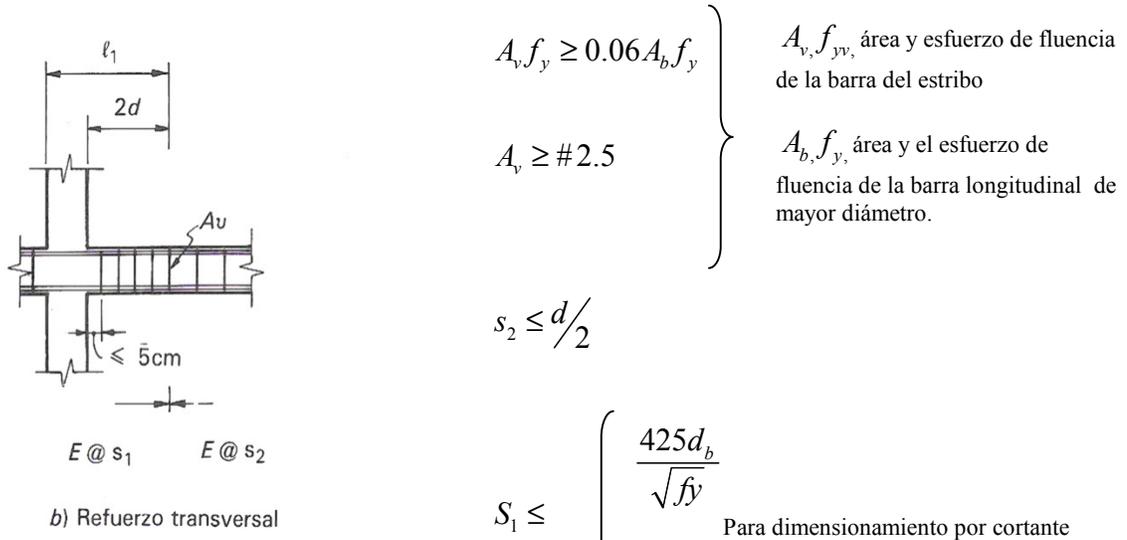
Fig. IV.14 Excentricidad admisible entre ejes de vigas y columnas (RCDF).

Los requisitos principales se refieren al refuerzo longitudinal y transversal. Debe colocarse una cuantía mínima de refuerzo en ambos lechos y en toda la longitud de la viga; esto obedece a que la distribución de momentos flexionantes que puede presentarse en la viga bajo los efectos del sismo puede diferir significativamente de la que se obtiene del análisis y se quiere proteger contra una falla frágil por flexión todas las secciones, aun aquéllas en que teóricamente no se necesita refuerzo por tensión. La ductilidad que es capaz de desarrollar una sección de concreto reforzado crece a medida que la sección es más sobreforzada, o sea cuanto menor es la relación entre su área de refuerzo y la que corresponde a la falla balanceada. Por esta razón se limita la cuantía de refuerzo de tensión a una fracción de la cuantía balanceada (figura IV.15). Los requisitos de refuerzo son más estrictos en los extremos de las vigas donde es más probable que lleguen a formarse articulaciones plásticas en caso de un sismo severo. Para garantizar que esas zonas cuenten con una alta capacidad de rotación y para proteger contra el posible cambio de signo del momento, se exige, además de los requisitos generales ya mencionados, la colocación de cantidades elevadas de refuerzo de momento positivo. Además, se requiere refuerzo transversal poco espaciado para evitar agrietamiento diagonal significativo, para restringir el pandeo del refuerzo longitudinal y para proporcionar confinamiento al concreto. Finalmente no se permiten cortes ni traslapes de barras longitudinales en

esa zona para evitar que aparezcan tensiones en el concreto por la transmisión de esfuerzos de adherencia, lo que reduciría la capacidad de rotación.



a) Refuerzo longitudinal



b) Refuerzo transversal

Fig. IV.15 Requisitos de dimensionamiento y detallado para asegurar alta ductilidad en vigas (requisitos para Q = 4 según RCDF)

Los requisitos para estribos del RCDF, esbozados en la misma figura, tienen como objetivo principal evitar la posibilidad de una falla frágil por tensión diagonal, asegurando que cualquier grieta

diagonal que pueda formarse por efectos de cortante atravesase por lo menos un estribo. Para el empleo de los factores de reducción más elevados, se busca proporcionar confinamiento al concreto en los extremos de las vigas y retrasar el pandeo de refuerzo de compresión; por ello se limita más la separación de los estribos exige mayor diámetro.

Para garantizar que se desarrollen mecanismos de fallas dúctiles, se especifica que las vigas deben diseñarse para las fuerzas cortantes que aparecen cuando se forman articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, con el propósito de asegurar que la capacidad de éstas esté regida por flexión sin que se presenten problemas de falla por cortante. La revisión de este requisito es bastante laboriosa. En el RCDF se permite obviar estos requisitos si se diseña con factores de reducción más desfavorables ($F_R = 0.5$, en lugar que 0.8). Es recomendable además considerar nula la contribución del concreto a la resistencia en cortante (V_c) en los extremos de las vigas donde se pretende que la sección sea capaz de alcanzar más de una vez rotaciones inelásticas elevadas, las que provocan un deterioro significativo de la contribución del concreto cortante.

c) Columnas

De manera semejante a lo especificado para la revisión de vigas por cortante, se pide revisar que la capacidad de las columnas sea suficiente para permitir la formación de articulaciones plásticas en los dos extremos de las vigas. El RCDF admite como opción para alcanzar el mismo objetivo, diseñar las columnas con factores de reducción menores que los que se especifican para otras condiciones de carga. Para disminuir el carácter eminentemente frágil de la falla por flexocompresión en los extremos de las columnas, es necesario colocar refuerzo de confinamiento. Se ha comprobado que la forma más apropiada para proporcionar cierta ductilidad a la falla por flexocompresión en el concreto reforzado es mediante un zuncho de refuerzo helicoidal que restrinja la expansión lateral del concreto cuando éste llega a esfuerzos de compresión cercanos al de falla. El refuerzo helicoidal es el más indicado, pero sólo es constructivamente practico en columnas de sección circular o en secciones cuadradas en que el refuerzo principal está distribuido en un arreglo circular. Para columnas de sección rectangular es posible proporcionar cierto confinamiento mediante estribos de varias ramas o estribos y grapas poco espaciados. La figura IV.16 muestra los requisitos de las normas de concreto acerca de la longitud de la zona en que debe colocarse este refuerzo de confinamiento y sobre las características del mismo.

Fuera de la longitud confinada es poco probable que se requiera la formación de articulaciones plásticas; en ellas la cantidad de refuerzo transversal que se especifica es notablemente menor.

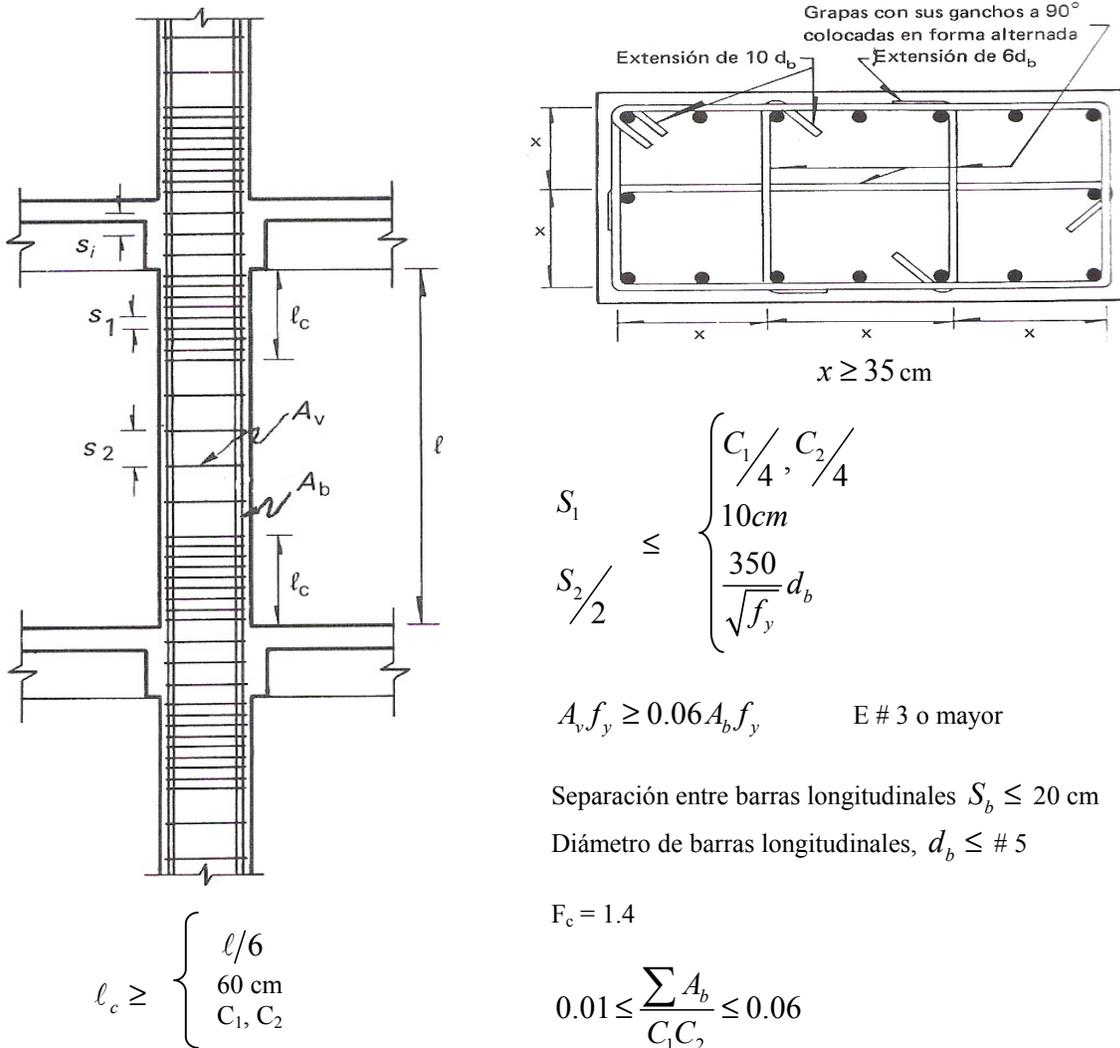


Fig. IV.16 Requisitos de refuerzo para columnas de marcos en que se requiere desarrollar grandes ductilidades (para Q = 4 según RCDF)

d) Uniones viga-columna

Las fallas en uniones viga-columna han sido frecuentes y han presentado un comportamiento en general frágil, por lo que es necesario diseñar estas uniones para que tengan una resistencia superior a las que tienen los miembros que conectan, de manera que éstos puedan desarrollar toda su capacidad. Es frecuente que se interrumpa el refuerzo transversal en la columna en su zona de

intersección con el sistema de piso. Esta práctica es inadecuada, ya que debe proporcionarse confinamiento al concreto y restricción al esfuerzo longitudinal también en esa zona, colocando la misma distribución de estribos que en los extremos de las columnas (figura IV.16). Cuando se trata de una columna interior, que tiene vigas en sus cuatro costados, la situación es mucho menos crítica ya que el concreto adyacente proporciona restricción a las deformaciones transversales en la unión; en este caso se acepta que la separación de estribos se aumente al doble.

La falla por anclaje en uniones extremas ha sido de las mas frecuentes. Cuando se emplean barras de diámetros grandes, es posible que el ancho de la columna no sea suficiente para proporcionar la longitud de anclaje necesaria al refuerzo longitudinal. En ese caso debe optarse por emplear barras de menor diámetro, o ensanchar la columna o proporcionar algún anclaje mecánico al refuerzo. La figura IV.17 muestra las precauciones necesarias para evitar ese tipo de falla.

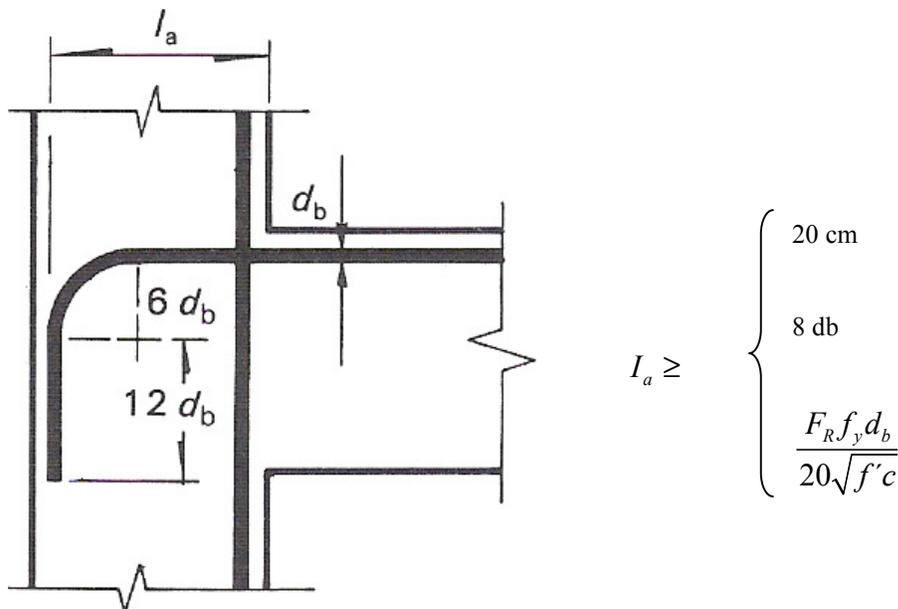


Fig. IV.17 Anclaje de barras longitudinales de las vigas en columnas externas.

e) Losas Planas

La experiencia sobre el comportamiento sísmico de edificios en que la resistencia a cargas laterales es proporcionada exclusivamente por la acción de marco que se genera entre columnas de concreto y franjas de losa plana que funcionan como vigas equivalentes ha sido muy desfavorable. En diversas normas no se permite el aprovechamiento de sistemas de este tipo para resistir efectos sísmicos, los cuales deben ser absorbidos íntegramente por otros elementos estructurales, como muros de rigidez.

En México y en otros países este método de construcción se emplea en forma generalizada en su modalidad de losa reticular. A raíz de los daños considerables ocurridos en los sismos de 1985 y de las fuertes restricciones que el nuevo código RCDF impone al diseño sísmico de edificios de este tipo, su uso ha disminuido notablemente. La principal limitación del sistema losa plana-columna es que tiene una rigidez lateral muy baja debido al escaso peralte de la base y al reducido ancho de la misma que constituye una viga equivalente. Esta viga de momento de inercia pequeño proporciona poco acoplamiento a las columnas que tienden a flexionarse como voladizo sin que se presenten puntos de inflexión en cada entrepiso. Por lo anterior, es prácticamente imposible cumplir con los límites admisibles de desplazamiento laterales, excepto en edificios de muy pocos pisos.

Otro aspecto desfavorable del comportamiento sísmico de estos sistemas es que tiende a presentar mecanismos de falla frágiles, por cortante o flexocompresión de los extremos de las columnas, o por punzonamiento de la losa alrededor de la columna. Por estos factores se hace necesario que los edificios con este sistema constructivo cuenten con la contribución de otros elementos más idóneos para resistir cargas laterales, como muros de rigidez, contravientos o marcos robustos de fachada. Además de que se tomen precauciones para evitar fallas frágiles como el refuerzo especial por cortante en la losa alrededor de la columna, especificado por las Normas del RCDF y que se ilustra en la figura IV.18. Además se requiere que las columnas respeten los requisitos ya descritos correspondientes a marcos dúctiles.

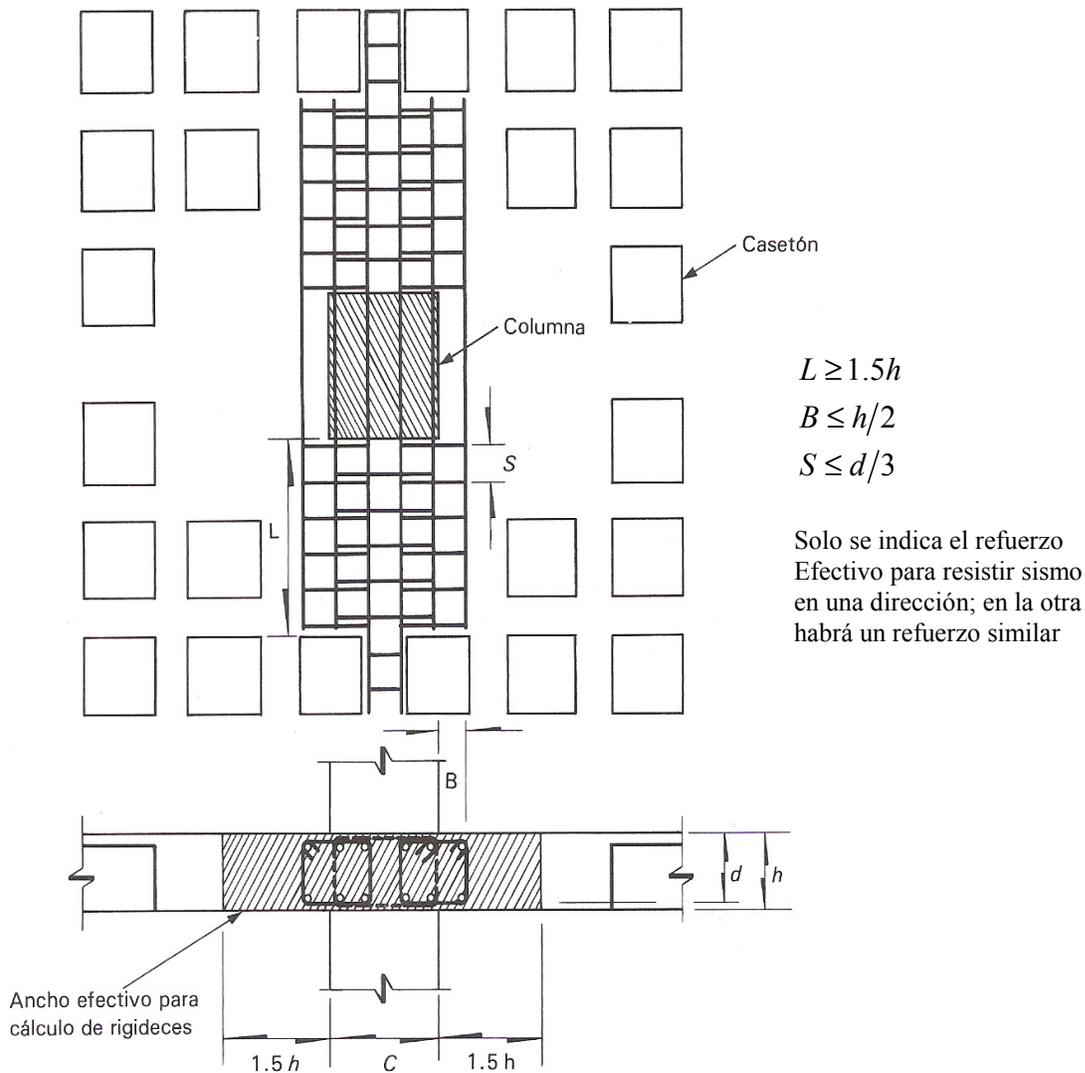


Fig. IV.18 Refuerzo en la conexión viga - columna para resistir fuerzas sísmicas (necesario para adoptar $Q = 4$).

f) Muros de rigidez

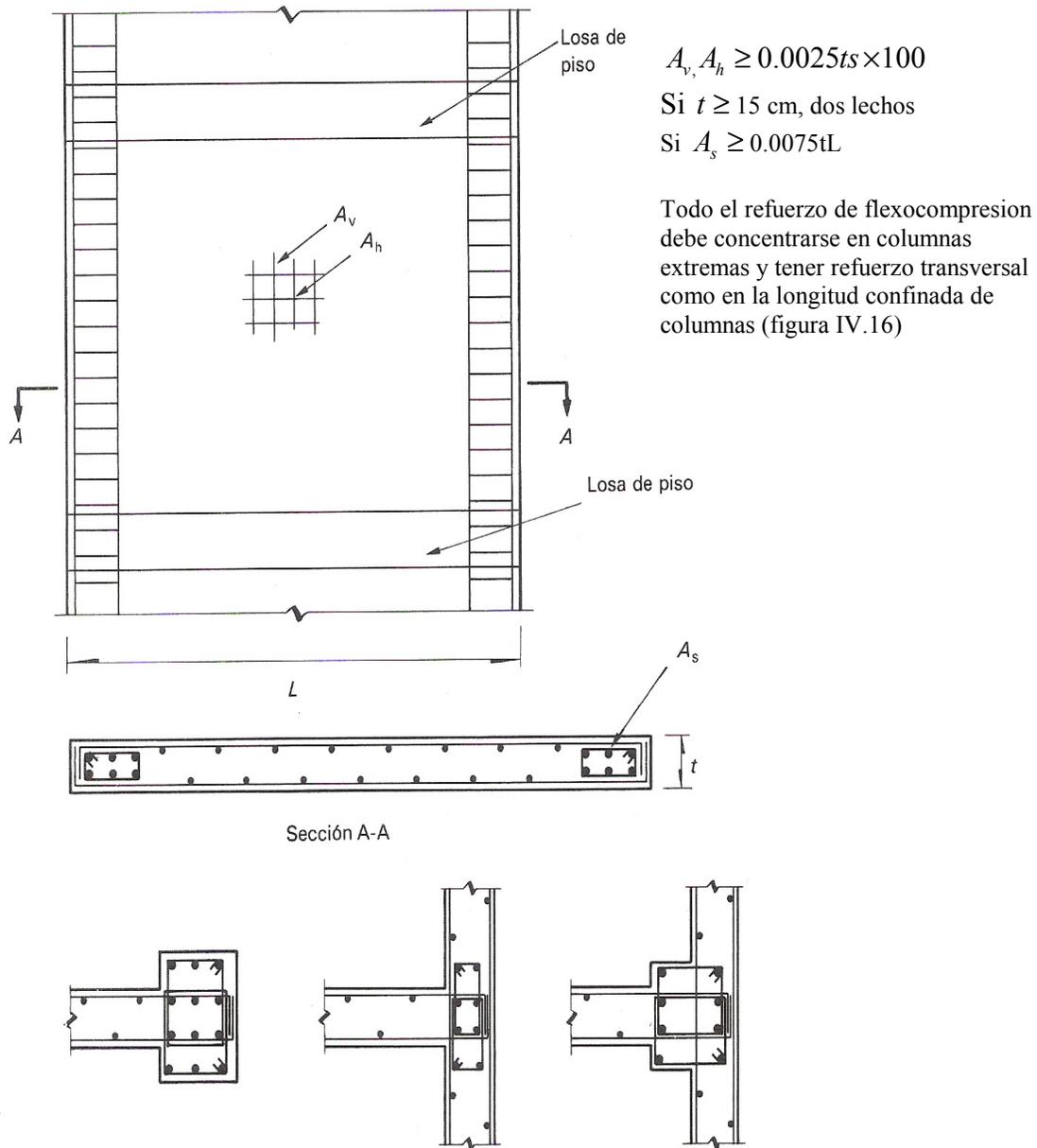
Los muros de concreto constituyen elementos muy favorables a la resistencia sísmica de las estructuras, por su alta rigidez y resistencia a cargas laterales. Por su misma rigidez alta y resistencia a cargas laterales, los muros generalmente absorben una porción mayoritaria de las fuerzas sísmicas en edificios y pueden estar sometidos a fuerzas cortantes elevadas y también a momentos flexionantes importantes cuando su relación altura a espesor excede de dos. En estructuras con muros, precisamente por su alta rigidez, la demanda de ductilidad que debe esperarse en un sismo intenso es menor que en las estructuras a base de marcos. Los reglamentos especifican factores de reducción por ductilidad menores que en el caso de marcos y también los requisitos de ductilidad que exigen son menos estrictos.

El RCDF admite adoptar un factor $Q = 4$ en estructuras en que se combinan marcos y muros siempre que los primeros tomen, en todos los pisos, al menos la mitad de las fuerzas laterales debidas a sismo. En caso contrario debe usarse $Q = 3$. Para lo anterior, es necesario que los elementos de los marcos como los muros cumplan con requisitos descritos anteriormente para marcos dúctiles. Para los muros, cuando están sujetos a momentos flexionantes elevados se requiere que cuenten en sus extremos con elementos capaces de tomar fuerzas axiales importantes y de desarrollar gran ductilidad. Las normas del RCDF exigen que estos elementos cumplan con los mismos requisitos de refuerzo que las columnas de marcos dúctiles. Lo anterior implica en la casi totalidad de los casos un engrosamiento en la sección del muro en una longitud tal que permita colocar el refuerzo de manera que su cuantía no exceda de la máxima admitida. Además, debe existir el refuerzo transversal mínimo especificado en los extremos de columnas pero ahora en toda la altura del muro (figura IV.19).

Adicionalmente a los requisitos anteriores, hay que aplicar los requisitos generales de las normas de concreto que rigen el espesor del muro para evitar problemas de pandeo lateral; hay que procurar un anclaje eficiente del refuerzo horizontal del muro en los elementos extremos y hay que reforzar adecuadamente los huecos del muro.

Estructuras de Acero

Las estructuras de acero diseñadas de acuerdo con la practica moderna poseen características muy favorables de capacidad de disipación de energía que las hacen muy idóneas para resistir los efectos sísmicos. Esto ha sido demostrado por el buen desempeño que estas estructuras han tenido en general ante el efecto de sismos importantes. Por esta razón los requisitos especiales que se imponen para las estructuras de acero en zonas sísmicas son poco numerosas. El RCDF admite factores de reducción de ductilidad de cuatro para estas estructuras, siempre que cumplan con algunos requisitos de ductilidad.



Diferentes opciones para colocación del refuerzo en los extremos

Fig. IV.19 Refuerzo de muros de concreto en zonas sísmicas.

Hay que poner atención en que la ductilidad intrínseca de este material no se anule por la ocurrencia de algún modo de falla frágil. Entre los más comunes: falla frágil en soldadura o por concentraciones de esfuerzos, fallas por pandeo local, por pandeo global de un elemento (por carga axial o inestabilidad lateral) y fallas locales en conexiones. A estos aspectos se refieren principalmente los requisitos del capítulo de estructuras dúctiles de las normas de estructuras metálicas del RCDF.

Los requisitos del mencionado capítulo indican que las secciones de las vigas y columnas deben cumplir las condiciones para secciones compactas, esencialmente secciones en I, H o cajón. Sólo se permite emplear secciones de alma abierta si éstas se diseñan con un factor de seguridad mayor que reduzca la demanda de ductilidad en las zonas críticas. El diseño por cortante de las vigas, el de flexocompresión en las columnas y el de conexiones deben hacerse para las fuerzas que se presentan cuando se forman las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas. Al igual que en las normas de concreto, se admite diseñar para las fuerzas internas derivadas del análisis, si se adoptan factores de seguridad mayores para los modos de falla menos dúctiles, como los mencionados al principio de este párrafo.

Para evitar que problemas de pandeo lateral reduzcan la capacidad de rotación de las vigas, debe restringirse su movimiento lateral al menos en una longitud de dos peraltes, a partir de la cara de la columna.

Estructuras de mampostería

Los daños causados por sismos intensos en construcciones de mampostería han sido con frecuencia muy severos y es común que el desempeño de estas construcciones se compare desfavorablemente con el de estructuras de acero y de concreto. Sin embargo, la mayoría de las fallas se han presentado en construcciones de mampostería que no fueron objeto de un diseño estructural y que adolecían de defectos obvios de estructuración, de construcción y de calidad de materiales. Si bien es cierto que la mampostería, por ser un material de baja resistencia a tensión y de comportamiento frágil, es particularmente sensible a los efectos sísmicos, también está demostrado que con refuerzo y confinamiento adecuados se pueden superar estos inconvenientes y proyectar estructuras sismorresistentes, especialmente aprovechando la alta densidad de muros que se tiene en construcciones a base de muros de carga de este material, por ejemplo en edificios de vivienda multifamiliar de varios pisos.

Las precauciones para una adecuada seguridad contra sismo se refieren, primeramente, a la estructuración y, en segundo término, al refuerzo y detallado. Es particularmente importante en estas estructuras buscar la simetría y uniformidad, tanto en planta como en elevación. El aspecto esencial es lograr la continuidad entre los diferentes elementos resistentes. Construcciones de este tipo solo

tienen un comportamiento satisfactorio ante cargas laterales si actúan como estructuras tipo cajón, o sea, si estas cargas sólo producen fuerzas en el plano de los muros y no inducen flexiones normales a dicho plano.

Para ello, los pisos y techos deben formar diafragmas rígidos en su plano y estar bien ligados a los muros. A la vez, los muros que se intersecten deben estar ligados entre sí en sus zonas de contacto. Por las características de la mampostería, esta liga sólo puede lograrse con refuerzo. Finalmente, debe limitarse el número de huecos que reducen el área útil del muro e inducen concentraciones de esfuerzos en las esquinas. Los huecos deben contar con refuerzo en su periferia para absorber las tensiones que se presentan en las esquinas.

Los requisitos de diseño sísmico se encuentran bien establecidos y descritos en detalle en la publicación que contiene las Normas Técnicas Complementarias para este material del RCDF. Las principales precauciones se comentan a continuación. La resistencia en tensión de la mampostería esta regida generalmente por la falla de la adherencia entre el mortero y las piezas; por tanto, aunque deben evitarse piezas de resistencia muy baja y aquellas en que la resistencia se deteriora con el tiempo, no se tienen beneficios particulares en emplear piezas de muy alta resistencia. Debe evitarse el empleo de piezas con altos porcentajes de huecos y con paredes muy delgadas, ya que presentan modos de falla muy frágiles, a veces casi explosivos, por las fuerzas laterales en el plano inducidas por un sismo. Tampoco son convenientes piezas en que la superficie de contacto con el mortero sea muy lisa y no permita buena adherencia.

El refuerzo de la mampostería para proporcionarle continuidad, resistencia y ductilidad puede tener dos modalidades principales. En la que en el RDF se denomina mampostería confinada, los muros están rodeados por elementos de concreto del mismo espesor de los muros (los verticales se conocen en México como castillos y los horizontales como dalas o cadenas). Éstos forman un pequeño marco perimetral que cumple la función de ligar los muros entre sí y con la losa, además proporciona confinamiento al muro, de manera que, si las fuerzas laterales son tales que producen el agrietamiento del muro por tensión diagonal, el marco confinante mantiene la integridad del muro evitando su colapso y proporcionándole capacidad de deformación y reserva de carga mas allá del agrietamiento diagonal. La figura IV.20 muestra las características de esta modalidad y algunos

requisitos del RDF al respecto. Está claramente demostrado que las construcciones de mampostería confinada tienen un comportamiento sísmico radicalmente mejor que las de mampostería no reforzada.

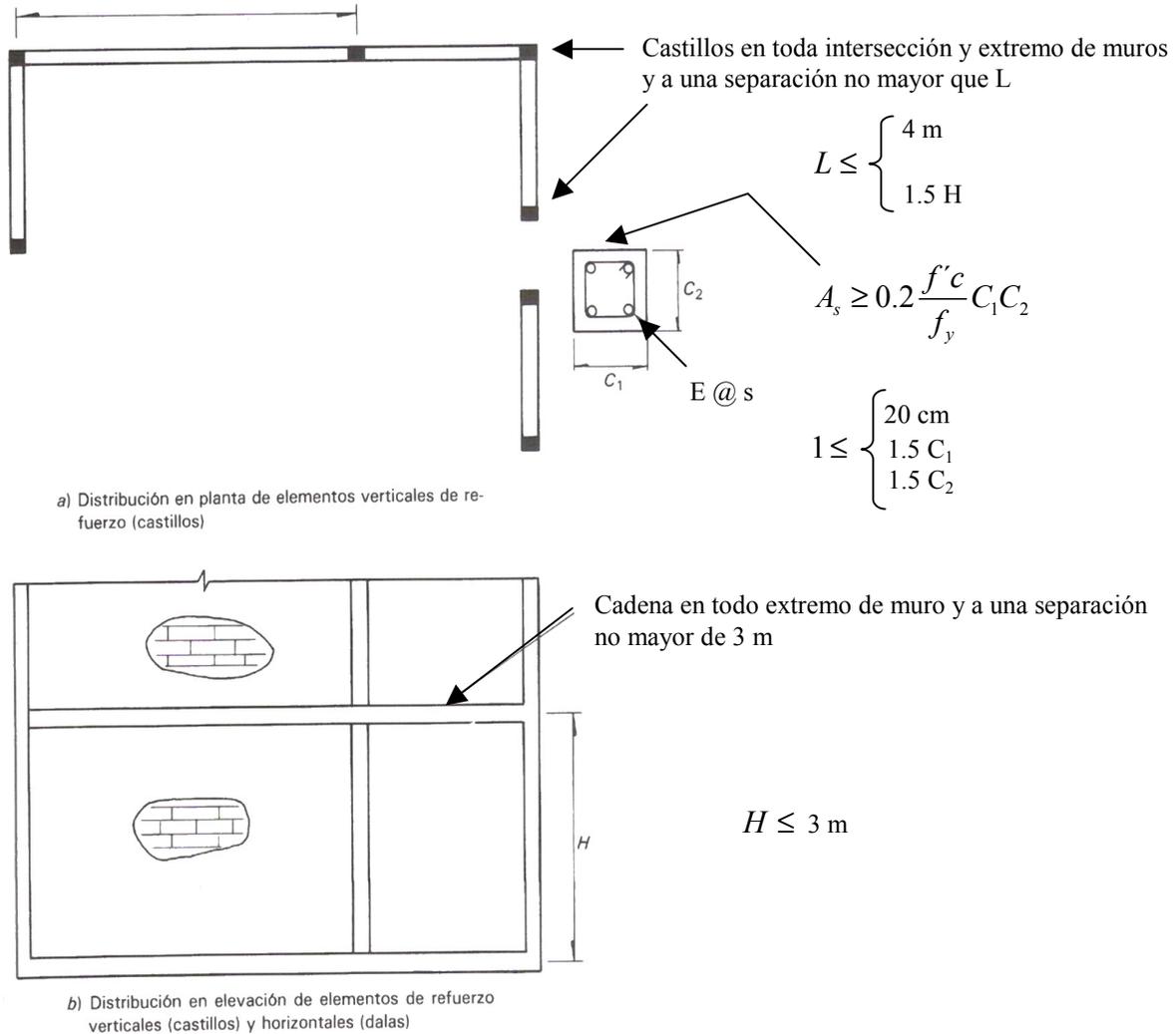


Fig. IV.20 Requisitos del RDF para muros de mampostería confinada.

La otra modalidad, llamada generalmente mampostería reforzada, consiste en distribuir barras de refuerzo verticales y horizontales en el interior del muro. Se aprovechan generalmente para ello los huecos de las piezas, se puede lograr así resistencia a flexión del muro y resistencia a tensión diagonal por efecto de fuerzas en el plano. Se obtiene un comportamiento aceptablemente dúctil solo si las cuantías de refuerzo vertical y horizontal son altas y de espaciamiento pequeño. Esta modalidad de construcción es popular en algunos países con problemas sísmicos (Nueva Zelanda y

algunas regiones de los EUA) y poco difundida en otros. Requiere de una supervisión cuidadosa para garantizar que el refuerzo esté colocado correctamente y que los huecos donde se coloca el refuerzo se rellenen completamente de mortero. Algunos requisitos de refuerzo del RCDF se muestran en la figura IV.21.

$$P_h = \frac{A_h}{S_h t}$$

$$P_v = \frac{A_v}{S_v t}$$

$$P_h, P_v \geq 0.0007$$

$$P_h + P_v \geq 0.0020$$

$$S_h t, S_h, S_v \leq \begin{cases} 6 t \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Refuerzo vertical obligatorio en los últimos dos huecos extremos

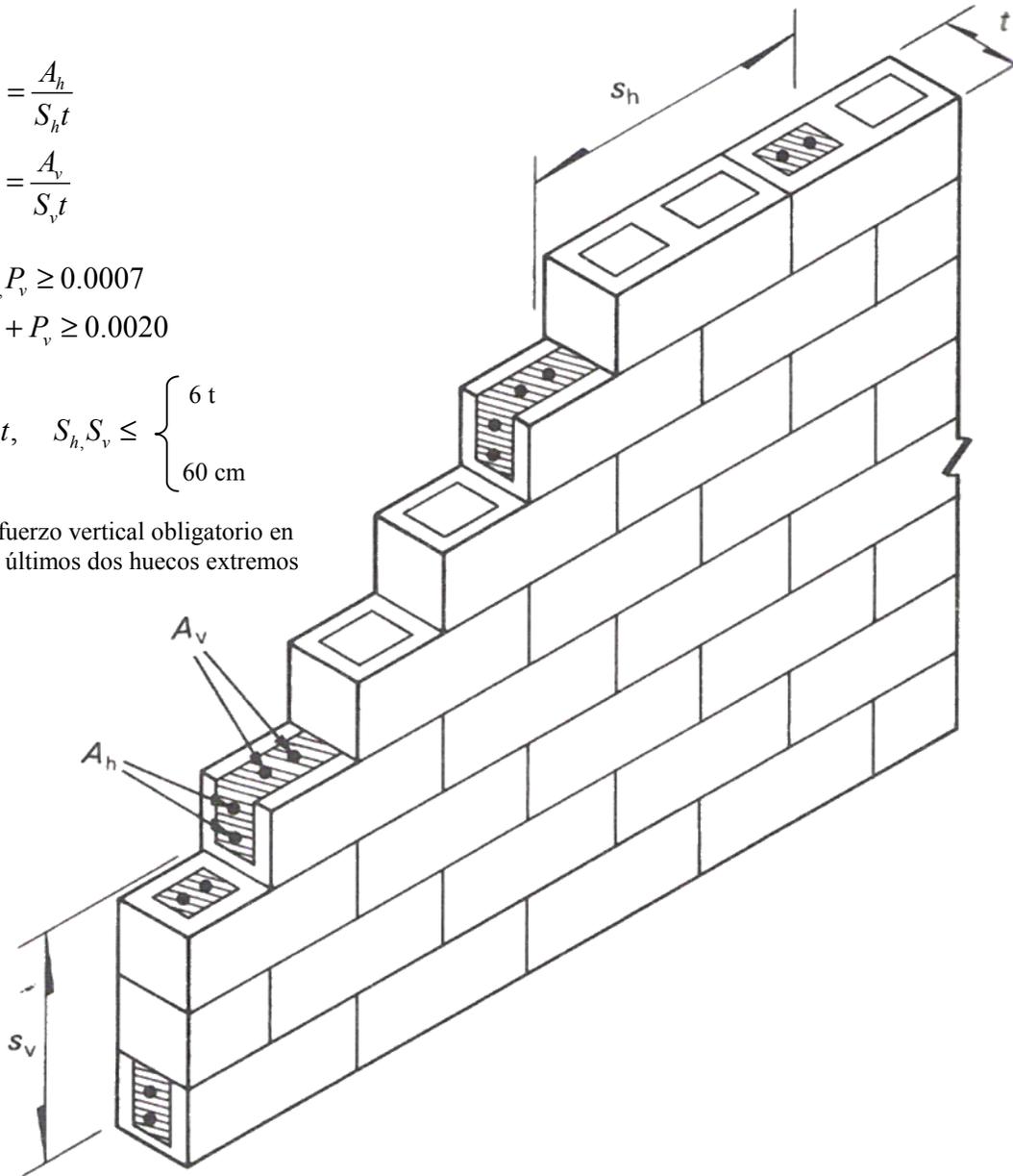


Fig. IV.21 Requisitos del RDF para mampostería con refuerzo interior.

Estructuras de madera

El comportamiento sísmico observado de estructuras de madera ha sido en general excelente. Este buen desempeño se atribuye principalmente a que se trata de construcciones muy ligeras en que las fuerzas de inercia inducidas por el sismo son pequeñas. Otro aspecto que hace favorable el comportamiento es que puede disiparse una cantidad importante de energía mediante movimientos locales en las conexiones (clavadas o atornilladas), lo cual reduce radicalmente las que se inducen en la estructura. La manera más eficiente de resistir cargas laterales en estructuras de madera, es mediante paredes con cubiertas de madera contrachapada que funcionen como diafragmas verticales de alta rigidez y resistencia. Para estas estructuras el RCDF acepta un factor de reducción por ductilidad de cuatro. Los daños que se han presentado por efectos sísmicos en estructuras de madera son atribuibles casi exclusivamente a uno de estos dos factores:

Degradación de la madera por efectos de intemperismo o por ataques de insectos. Este aspecto es particularmente crítico en la madera en contacto con el suelo y se elimina con tratamientos adecuados del material o con protección por medio de recubrimientos no deteriorables.

Conexiones inadecuadas de los elementos entre sí o falta de anclaje con la cimentación. El aspecto principal del diseño sísmico de estas estructuras es el detallado de las conexiones para proporcionarles capacidad de transmitir tensiones.

CONCLUSIONES

Teniendo como punto de partida toda la problemática relacionada con la evaluación de las pérdidas probables debidas a los terremotos esperados en una zona, han nacido los estudios de riesgo sísmico, este mismo es el punto de partida del presente trabajo.

El principal objetivo es el de introducir al lector tanto en las técnicas de evaluación del comportamiento sísmico de los edificios de concreto reforzado como en los criterios generales de diseño que éstos deben cumplir.

Los desarrollos se realizan en el marco proporcionado por el concepto de riesgo sísmico, dicho marco ofrece un anexo de unión entre los dos temas que constituyen el objetivo mencionado, puesto que permite identificar y estudiar aquellas características de diseño que tienen una influencia determinante en el comportamiento sísmico de los edificios; además, permite explicar con rigor, pero utilizando al mismo tiempo la intuición, cuáles son los sistemas estructurales más adecuados para construir edificios sismorresistentes de concreto reforzado y cuáles son los principios generales que se deben emplear en su diseño; aparte de esto, la evaluación del riesgo sísmico proporciona una herramienta objetiva para decidir si es necesario que en un país se invierta en la seguridad sísmica de las estructuras, y establecer cuál debe ser la cuantía, de la inversión, pero también permite tomar de una manera rigurosa, las decisiones referentes a los criterios que deben considerarse en la propia elaboración de las normas sísmicas necesarias para establecer y asegurar el nivel de seguridad deseado.

Donde el concepto de riesgo sísmico probablemente encuentra su uso más habitual hoy en día, es en la elaboración de planes de prevención sísmica que tienen como objetivo reducir los efectos de los terremotos, especialmente en zonas en las que existe un cierto peligro de que se produzcan movimientos sísmicos fuertes, pero en las que durante muchos años se han utilizado normas inadecuadas o no se han aplicado normas, el único recurso que queda es el de intentar reducir los posibles desastres tomando medidas post-terremoto.

También deben señalarse como muy peligrosas las regiones en las cuales no existe una conciencia pública del riesgo sísmico, sea porque el tiempo transcurrido desde el último terremoto

fuerte es muy largo sea porque las aglomeraciones urbanas de la región son recientes, en tales sitios han ocurrido los terremotos más inesperados de las últimas décadas; pero, tal como se ha visto en anteriores experiencias, en las zonas con un alto nivel de diseño y construcción sismorresistente también pueden producirse catástrofes. Como consecuencia, es esencial disponer de soluciones que, a partir de la evaluación del riesgo sísmico en zonas que pueden ser afectadas por terremotos, permitan la prevención de desastres, entendidos éstos como el riesgo materializado.

Dicha prevención puede conseguirse mediante aplicación de medidas de mitigación del riesgo sísmico, también denominadas, en un sentido más amplio, medidas de prevención sísmica; estas no implican sólo mejorar el comportamiento sísmico de los edificios y de otras estructuras, sino también la toma de la totalidad de decisiones antes y después de un terremoto necesarias en la zona.

Finalmente se ha llegado a la conclusión de que este trabajo muestra una alternativa acerca de cómo prevenir los efectos de un terremoto, proporcionando una visión para la estructuración, diseño y detallado de una edificación resaltando que a pesar del cuidado que tenga el hombre en sus edificaciones siempre habrá daños que reparar ya que la naturaleza no avisa y cada vez nos sorprende aun mas.

ANEXO I

INSPECCIÓN DE EDIFICIOS MEDIANTE EL MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

A.1 EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

A.1.1 Evaluación del daño sísmico

a) Daño en el sistema resistente vertical.

Se considera la posibilidad de que en los muros verticales se produzcan grietas del tipo marcado en la figura A1; los grados de daño se califican de la siguiente manera¹:

A Ningún daño o daño despreciable.

B Daño leve: fisuras (ancho menor de 1 mm) distribuidas en el muro.

C Daño mediano: grietas tipo 1, 5 ó 6, con ancho inferior a 4 mm; Grietas tipo 2, 3 ó 7 con ancho inferior a 2 mm.

D Daño grave: grietas tipo 1, 5 ó 6, con ancho menor de 10 mm; grietas tipo 2, 3 ó 7 con ancho menor de 5 mm; grietas tipo 4,8 ó 9.

E Daño muy grave: grietas superiores a las de la clase D.

F Destrucción total del edificio.

b) Daño en cubiertas de teja sobre vigas de madera o de acero.

A Ningún daño o daño despreciable.

B Caída de algunas tejas de los bordes de la cubierta.

C Desconexiones entre tejas y/o caídas de hasta un 10% de las tejas. Ligeros desplazamientos relativos de la cubierta de hasta 5mm.

D Desplazamientos relativos entre 5 mm y 30 mm, desconexiones entre tejas y caída de hasta un 20% de las mismas.

E Colapso parcial de la cubierta, rotura de los soportes principales.

F Destrucción total de la cubierta.

¹ GNDT 1986

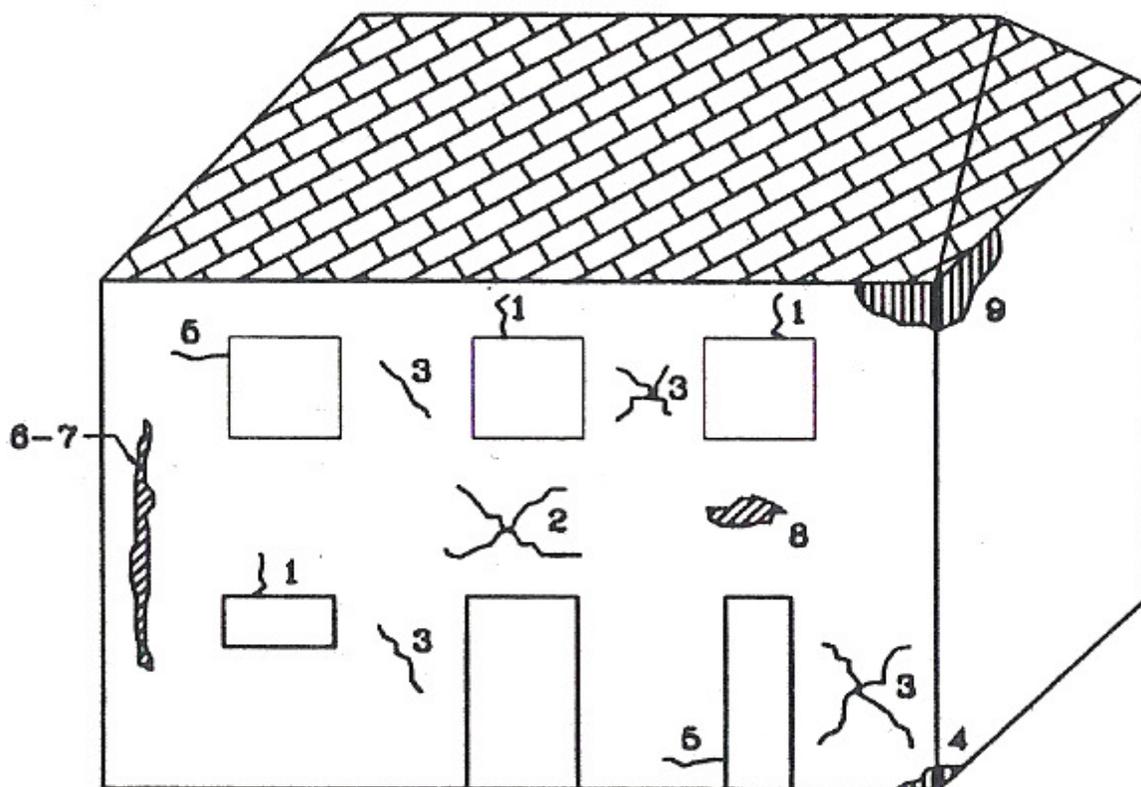


Fig. A1 Tipos de grietas en el sistema resistente vertical de mampostería no reforzada.

c) *Daño en escaleras de mampostería.*

A Ningún daño o daño despreciable.

B Grietas de tipo 2, 4, 6 Y 8, similares a las que se producen en los muros, con anchos menores de 2 mm.

C Síntomas de aplastamiento y fisuras de tipos 2, 4, 6 Y 8.

D Aplastamientos considerables y fisuras de tipo 2, 4, 7, 8 Y 9.

E Colapso parcial.

F Colapso total.

A.1.2 Evaluación de los parámetros utilizados en el cálculo del índice de vulnerabilidad

En la calificación de estos parámetros se utilizan cuatro clases de calidad: A, B, C y D.

1 *Tipo y organización del sistema resistente.*

Mediante este primer parámetro se evalúa el grado de organización del sistema resistente vertical, sin tener en cuenta el material utilizado en su construcción. La calificación se realiza de acuerdo con los siguientes criterios:

- A** Edificio construido de acuerdo con normas sismorresistentes
- B** Edificio con conexiones realizadas mediante vigas o cadenas de cerramiento de muros en todos los niveles de la estructura.
- C** Edificio que no tiene el tipo de conexiones de calidad *B* en todos los niveles, pero presenta buenas conexiones entre sus muros resistentes ortogonales.
- D** Edificio que no tiene muros resistentes bien conectados.

2 Calidad del sistema resistente.

Este parámetro evalúa el tipo de mampostería utilizada, diferenciándola cualitativamente por su resistencia. La calificación se efectúa teniendo en cuenta dos factores: a) material y forma del elemento de mampostería, y b) homogeneidad del material a lo largo de los paneles de la estructura. El método permite considerar hasta 18 tipos diferentes de material. La calificación se realiza como sigue:

- A** Mampostería de ladrillo o bloques de buena calidad, mampostería de piedra bien tallada, con unidades homogéneas y de dimensiones constantes en todo el muro, con ligamento entre todas las unidades.
- B** Mampostería de ladrillo, de bloques o de piedra bien tallada, con unidades no muy homogéneas en todo el panel. .
- E** Mampostería de piedra con unidades mal talladas y heterogéneas, bien trabadas entre ellas en todo el panel; mampostería de ladrillo de baja calidad y sin ligamento entre todas las unidades.
- D** Mampostería de piedra con unidades muy irregulares; mampostería de ladrillo de mala calidad, sin ligamento en todo el panel.

3 Resistencia convencional.

Es un parámetro que requiere el cálculo del coeficiente sísmico *c*. La resistencia a cortante de los muros de mampostería tiene una influencia decisiva sobre el valor de dicho coeficiente, en función del cual se califica la calidad de la estructura de A a D. El cálculo del coeficiente sísmico *c* es similar

al requerido por las normas sísmicas.

4 *Influencia de la cimentación.*

Con este parámetro cualitativo se evalúa, mediante inspección, la influencia del terreno y de la cimentación. La inspección se limita a establecer la consistencia del suelo, la pendiente del terreno, la posible diferencia entre las cotas de cimentación y la existencia de taludes inestables. La calificación se realiza de la siguiente manera:

A Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior al 10% y con todo el plano de la cimentación a una misma cota; no existen taludes.

B Edificio cimentado sobre roca con pendiente del 10-30% o sobre suelo blando con pendiente del 10-20%; la diferencia máxima entre las cotas de cimentación no supera 1 m y no existen taludes.

C Edificio cimentado sobre suelo blando con pendientes del 20-30% o sobre terreno rocoso con pendientes del 30-50%; la diferencia máxima entre las cotas de cimentación no supera 1 m y existen taludes.

D Edificio cimentado sobre suelo blando con pendiente no menor al 30% o sobre terreno rocoso con pendiente no menor al 50%; la diferencia entre las cotas de cimentación superan 1 m y existen taludes.

5 *Elementos horizontales.*

La calidad del esquema resistente de piso tiene una notable influencia en el buen funcionamiento global del sistema resistente del edificio. Se califican los siguientes aspectos:

A Sistemas de piso con deformabilidad despreciable en su plano, con conexiones eficientes con los elementos verticales y sin planos en desnivel.

B Sistemas de piso con planos en desnivel.

C Sistemas de piso deformables en su plano.

D Sistemas de piso que no cumplen ninguna de las condiciones para la calidad A.

6 *Configuración en planta.*

La forma en planta de los edificios es determinante para su comportamiento frente a las excitaciones sísmicas. Las posibles calificaciones de este parámetro dependen de la simetría de la

estructura; concretamente ésta se califica mejor cuando la forma en planta se acerca a un cuadrado, sin elementos sobresalientes. Se penalizan las formas excesivamente alargadas o con elementos que sobresalen del edificio, lo que puede provocar torsión y concentraciones de esfuerzos.

7 Configuración en elevación.

La irregularidad en elevación de la forma de los edificios de mampostería suele ser determinada por la presencia de ventanas y puertas, lo que implica variaciones bruscas de masa y rigidez. El método califica favorablemente la inexistencia de tales irregularidades entre dos pisos consecutivos de la estructura.

8 Separación máxima entre muros.

Este parámetro tiene en cuenta la posible separación excesiva entre los muros ubicados transversalmente a los muros principales. La vulnerabilidad crece a medida que aumenta dicho espaciamiento.

9 Tipo de cubierta.

Este parámetro tiene en cuenta la influencia del tipo de cubierta en el comportamiento sísmico global de un edificio. La clasificación se efectúa de la siguiente forma:

- A** Cubierta estable con viga de soporte; edificio con cubierta plana.
- B** Cubierta estable y bien conectada a los muros de mampostería, pero sin viga de soporte.
- C** Cubierta inestable, pero con viga de soporte.
- D** Cubierta inestable sin viga de soporte.

10 Elementos no estructurales.

Es un parámetro que tiene en cuenta el efecto de los elementos que no forman parte del sistema estructural resistente, tales como marquesinas, parapetos, chimeneas, balcones o cualquier elemento que sobresalga de la estructura y cuya caída pueda provocar víctimas. Debido a que es un parámetro secundario que no implica un aumento de la vulnerabilidad propia de la estructura, sino que produce un riesgo colateral, no se hace distinción entre los dos primeros niveles de calificación, que se realiza de la siguiente manera.

A/B Edificio sin cornisas, parapetos o balcones; edificio con cornisas bien conectadas a los paneles

de mampostería, con chimeneas de pequeña dimensión y bajo peso; edificio cuyos balcones son extensiones de los forjados estructurales.

C Edificio con elementos externos mal conectados a la estructura principal, pero de pequeña dimensión.

D Edificio con elementos externos al sistema estructural principal de peso considerable y mal conectados a la estructura; edificio con balcones sin conexión a los muros, sistemas de piso o montados en etapas posteriores

11 *Estado de conservación.*

El estado de conservación en que se encuentra el edificio se califica de la siguiente manera:

A Muros de mampostería en buen estado, sin daño visible.

B Muros con fisuras no extendidas a todo panel, con la excepción de los casos en que dichas fisuras hayan sido producidas por terremotos.

C Muros con grietas no sísmicas de 2 mm a 3 mm de ancho o con fisuras de tipo capilar de origen sísmico; estructuras sin grietas pero en un estado mediocre de conservación.

D Muros con un grave deterioro de sus características mecánicas o con un ancho de las grietas superior a 3 mm.

A.2 EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

A.2.1 Evaluación del daño sísmico

El método del índice de vulnerabilidad prevé un procedimiento de evaluación del grado de daño en los edificios de concreto reforzado a partir de su inspección post-terremoto, durante la que se identifican las lesiones típicas producidas por un sismo.

a) Daño en el sistema resistente vertical.

En los marcos y muros de concreto reforzado se consideran distintos tipos de lesiones, que pueden verse en la figura A2.

A Ningún daño o daño despreciable.

B Daño leve: grietas de tipo 1 y 2 con ancho menor de 2 mm o de tipo 3, con ancho menor de 1 mm (véase la figura A2a).

C Daño mediano: grietas de tipo 1 con ancho inferior a 4 mm, de tipo 4 con ancho inferior a 3 mm, de tipo 5 ó 6 con ancho inferior a 1 mm (véase la figura A2a); Grietas diagonales en los muros de concreto reforzado, con ancho inferior a 1 mm (figura A2b).

D Daño grave: grietas de tipo 1 con ancho inferior a 6 mm o de tipo 5 ó 6 con ancho inferior a 3 mm (figura A2a); Grietas diagonales en los muros con ancho inferior a 3mm (figura A2b). Desprendimiento de los tabiques de hasta 30 mm (véase la figura A2c).

E Daño muy grave: daños superiores a los de la clase D.

F Destrucción total del edificio.

b) *Daño en elementos horizontales o en cubiertas de concreto reforzado.*

A Ningún daño o lesión despreciable.

B Daño leve: fisuras de menos de 1 mm de ancho paralelas a las vigas observables en el enyesado.

C Daño mediano: grietas con ancho de hasta 4 mm.

D Daño grave: desprendimientos entre los elementos verticales y horizontales; fallo parcial del sistema de vigas secundarias.

E Daño muy grave: fallo parcial del sistema de vigas principales

F Destrucción total.

c) *Daño en escaleras de concreto reforzado.*

A Ningún daño o lesión despreciable.

B Daño leve: fisuras inferiores a 1 mm de ancho.

C Daño mediano: grietas con un ancho superior a 1 mm e inferior a 2mm.

D Daño grave: grietas con un ancho de hasta 5 mm.

E Daño muy grave: grietas con un ancho mayor de 5 mm. .

F Fallo total.

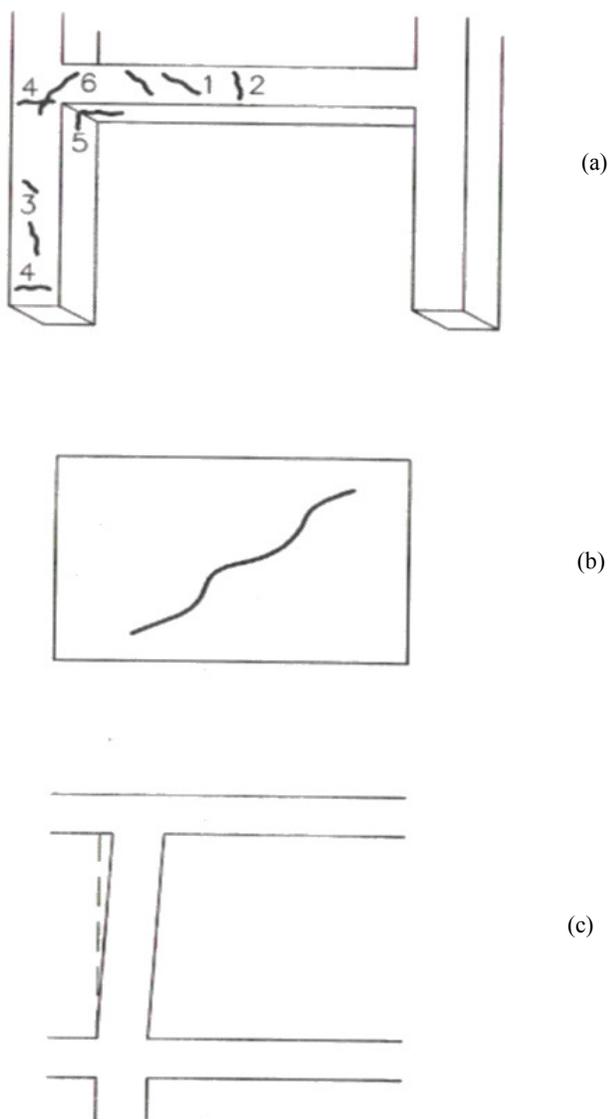


Fig. A2 Tipos de grietas en el sistema resistente vertical de mampostería no reforzada.

A.2.2 Evaluación de los parámetros utilizados en el cálculo del índice de vulnerabilidad

En la calificación de estos parámetros se utilizan tres clases de calidad: **A**, **B** y **C**.

1 Tipo y organización del sistema resistente.

Con este parámetro se evalúa la calidad del sistema resistente en cuanto a configuración, considerando también la aportación de los muros de mampostería a dicho sistema. El sistema

resistente del edificio se define en este caso como aquél que absorbe más del 70% de la acción sísmica. Las características que lo definen pueden verse en la figura A3.

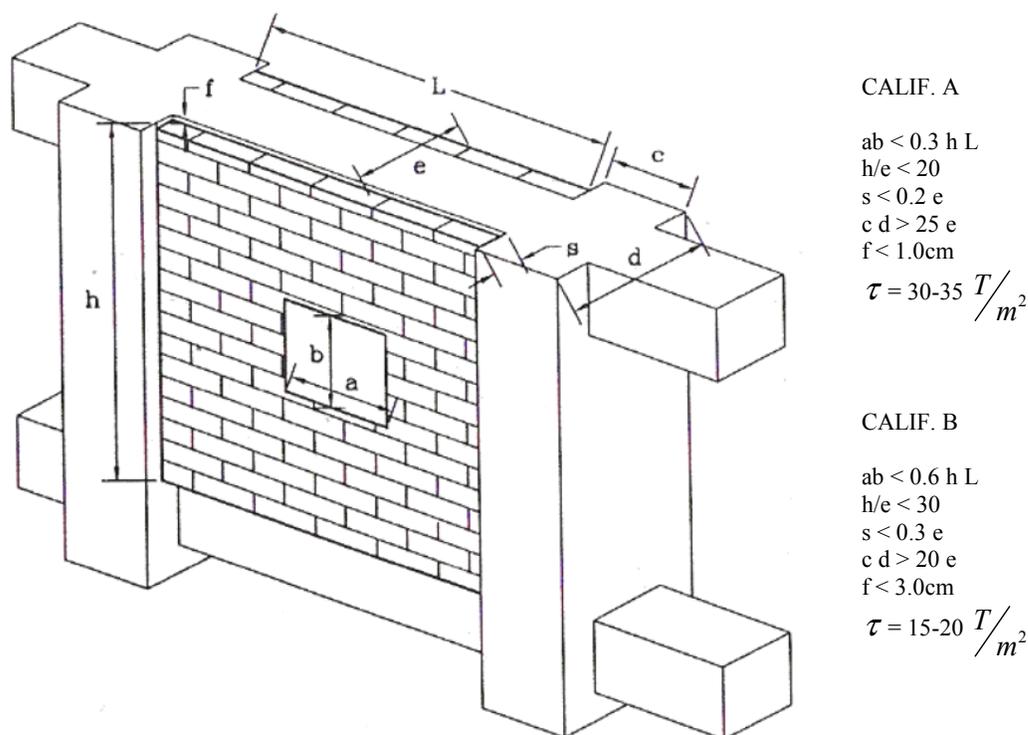


Fig. A3 Parámetros que permiten evaluar la calidad del sistema estructural resistente del edificio.

El sistema estructural resistente del edificio se califica de la siguiente manera:

A Edificio con el sistema resistente constituido por muros de concreto reforzado o por una combinación entre marcos de concreto reforzado y muros de mampostería, que cumplen los siguientes requisitos (véase la figura A3, calificación de la calidad **A**):

- Los muros de mampostería están formados por ladrillos macizos, bloques prefabricados o bloques de piedra bien cortada, unidos mediante un mortero de buena calidad.
- Los huecos en los muros de mampostería no superan el 30% del área de su superficie total.
- La esbeltez de los muros (relación altura/ancho) es inferior a 20.
- La separación f entre las vigas y la parte superior del muro es inferior a 1 cm.
- La distancia s que el muro sobresale del marco es menor que el 20% de la dimensión del espesor del muro.

- El área de las columnas que limitan el muro es mayor de 25 veces el espesor de dicho muro.
- La resistencia al cortante de los muros de mampostería es de 30-35 T /m² .

B Edificio con el sistema resistente constituido por marcos de concreto y muros de mampostería que no cumplen todos los requisitos de la calidad **A**, sino únicamente los descritos en la figura A2 para la calidad **B**.

C Edificio que no cumple los requisitos anteriores, es decir, el sistema resistente no es de calidad **A** ni **B**.

2 Calidad del sistema resistente

Este parámetro evalúa la calidad del sistema resistente en cuanto a materiales, mano de obra y ejecución. Su calificación se realiza de la siguiente forma:

A Edificio con las siguientes características:

- El concreto es de buena consistencia y resistencia al rayado; no tiene zonas con irregularidades o porosidades excesivas.
- El refuerzo de acero es corrugado y no es visible en la superficie de los elementos estructurales.
- Los muros de mampostería están en buen estado, con mortero de buena calidad, no degradado y resistente al rayado.
- La información disponible permite suponer que no se ha utilizado mano de obra de mala calidad o procedimientos constructivos deficientes.

B Edificio cuyas características no pueden clasificarse en la clase de calidad **A** ni **C**.

C Edificio en cuya inspección se observan al menos dos de las siguientes características:

- El concreto es de mala calidad.
- El refuerzo de acero es visible, está oxidado o está mal distribuido en los elementos estructurales.
- Las juntas de construcción son deficientes.
- Los muros de mampostería son de mala calidad.
- El procedimiento constructivo de la estructura es de baja calidad.

3 Resistencia convencional

Al igual que en el caso de edificios de mampostería no reforzada, el parámetro que describe la resistencia convencional requiere efectuar unos cálculos estructurales simplificados, similares a los que se realizan en las normas de diseño sísmico. Dichos cálculos tienen como objetivo establecer la relación entre la capacidad real a cortante del sistema resistente estructural y la demanda a cortante, definida a partir del espectro de respuesta del terremoto esperado en el emplazamiento. El parámetro se califica entre **A** y **C**, en función de la mencionada relación.

4 Posición del edificio y de la cimentación.

De forma similar al caso de edificios de mampostería no reforzada, este parámetro -puramente cualitativo- evalúa la influencia del terreno y de la cimentación sobre la vulnerabilidad sísmica. Dicha evaluación se hace mediante una inspección que se limita a establecer la consistencia del suelo, la pendiente del terreno, la posible diferencia entre las cotas de cimentación y la presencia de taludes. El parámetro se califica como sigue:

A Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior al 15% o bien sobre roca con pendiente no superior al 30%; no existen taludes.

B Edificio que no cumple los requisitos especificados para ser calificado como **A** o **C**.

C Edificio cimentado sobre suelo blando, con pendiente superior al 30%, o bien sobre terreno rocoso con pendiente superior al 60%; existen taludes.

5 Elementos horizontales

Para un comportamiento estructural satisfactorio de un edificio, los sistemas de piso deben tener una suficiente rigidez en su plano y conexiones adecuadas con los elementos resistentes verticales. Por esta razón, el método del índice de vulnerabilidad califica este parámetro de la siguiente manera:

A Edificio con losas rígidas en su plano y bien conectadas con los elementos resistentes verticales. Estos requisitos deben cumplirse al menos en el 70% de la superficie total de la losa.

B Edificio que no cumple los requisitos para las clases de calidad **A** ni **C**.

C Edificio con losas poco rígidas en su plano y que tiene conexiones deficientes con los elementos verticales. Los requisitos de la clase **A** de calificación se cumplen como máximo en el 30% de la superficie total de la losa.

6 Configuración en planta

Este parámetro tiene en cuenta la forma en planta del edificio. La asignación de las calificaciones se realiza a partir de los siguientes factores que se calculan en función de las dimensiones especificadas en la figura A4:

$$\beta_1 = a/L, \quad \beta_2 = e/d, \quad \beta_3 = \Delta d/d, \quad \beta_4 = c/b.$$

En esta figura, a es la dimensión menor del rectángulo que se circunscribe al edificio, L es la dimensión mayor del mencionado rectángulo, e es la excentricidad (distancia entre el centro de masa CM y el centro de rigidez CR), d es la menor dimensión en planta del edificio, mientras que b y c son las dimensiones del mayor elemento que sobresale del cuerpo principal del edificio. Para los factores β_2 y β_3 se toman sus valores máximos posibles, mientras que para β_4 se toma su valor mínimo posible. La calificación del parámetro se realiza como sigue, a partir de los valores de los factores β :

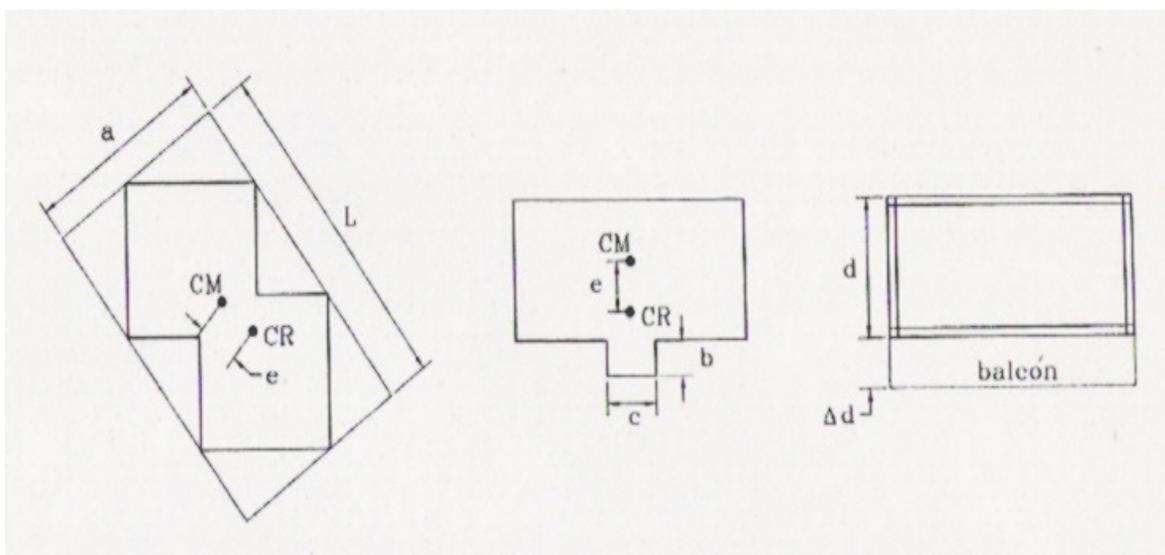


Fig. A4 Parámetros que se utilizan en la evaluación de la configuración en planta de un edificio.

A Estructura con planta regular que cumple las siguientes condiciones:

- $\beta_2 < 0.2$
- Al menos el 70% de los elementos cumplen la condición $\beta_3 < 0.2$
- $\beta_1 > 0.4$
- Para todos los elementos que sobresalen del cuerpo principal del edificio $\beta_4 > 0.5$

B Edificio que no cumple las condiciones necesarias para que sea calificado en las clases A o C.

C Estructura con planta muy irregular que cumple al menos una de las siguientes condiciones:

- $\beta_2 > 0.4$
- Mas del 70% de los elementos satisfacen la condición $\beta_3 > 0.2$
- $\beta_1 < 0.2$ y mas del 30% de los elementos cumplen la condición $\beta_3 > 0.2$
- Existe al menos un elemento que sobresale del cuerpo principal que cumple la condición $\beta_4 < 0.25$

7 Configuración en elevación

El método del índice de vulnerabilidad considera tres criterios para evaluar el parámetro que evalúa la configuración en elevación. El primero de ellos tiene en cuenta las irregularidades en elevación del edificio. El segundo compara factores que cuantifican la variación de masa o también la variación de superficies entre pisos consecutivos. El tercer criterio considera la variación con la altura de la rigidez lateral del sistema resistente, tal como puede observarse en la figura A5.

Las variaciones de rigidez pueden producirse debido a un cambio del material utilizado en el sistema resistente. Por ejemplo, en la figura A2.5a el marco tiene muros de mampostería en toda su altura, mientras que el de la figura A2.5b presenta un cambio de mampostería a concreto, lo que produce un cambio brusco de su rigidez. En la figura A2.5c puede verse una situación que se produce habitualmente en el caso de los edificios destinados a comercios, en los que se suprimen algunos de los elementos divisorios interiores para disponer de un mayor espacio. Esto hace que las fuerzas sísmicas se concentren en el primer piso, lo que puede generar mecanismos de fallo por

traslación de columnas.

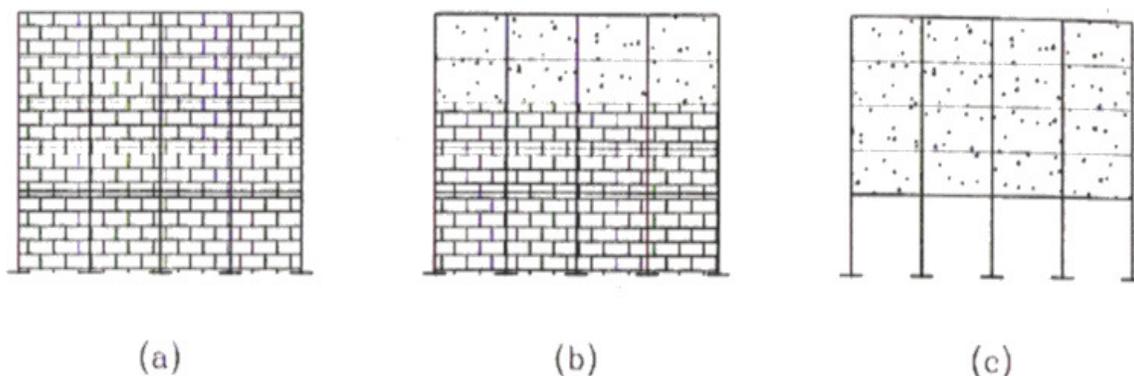


Fig. A5 Distintos casos de variación de la rigidez lateral de un edificio con su altura.

Utilizando estos criterios, el parámetro se califica de la siguiente forma:

A La estructura no presenta variaciones significativas del sistema resistente entre dos pisos consecutivos.

B Edificio que no cumple con los requisitos especificados para su calificación en las clases de calidad **A** o **C**.

C Edificio con variaciones en elevación del sistema resistente, tanto en lo referente a su organización como en la cantidad, calidad y tipo de los elementos resistentes utilizados; edificio con una diferencia de masa superior al 20% entre pisos consecutivos; edificio sin variaciones significativas del sistema resistente, pero con un aumento de masa superior a un 40% entre dos pisos consecutivos.

8 Conexiones entre elementos

La influencia de las conexiones viga-columna o losa-columna sobre el comportamiento sísmico de los edificios de concreto reforzado es muy importante. Un comportamiento deficiente de éstas conlleva un comportamiento no dúctil de las estructuras, lo que puede provocar su colapso durante un terremoto fuerte. El parámetro tiene en cuenta la calidad de las conexiones entre elementos de la siguiente manera:

A Edificio con conexiones en buenas condiciones, y que satisface el requisito de que la menor dimensión en sección transversal de una columna sometida a un esfuerzo de compresión mayor que el 15% de su resistencia última, es superior a 25cm.

B Edificio con conexiones en condiciones intermedias, que no cumplen los requisitos especificados para las clases de calidad **A** ni **C**.

C Edificio con conexiones deficientes, en el que más del 70% de las mismas no satisfacen los requisitos especificados para la clase **A** de calificación; la dimensión mínima de la sección transversal de una columna sometida a esfuerzos de compresión superiores al 15% de su resistencia última, es menor de 20 cm.

9 *Elementos estructurales de baja ductilidad*

La ductilidad de los edificios se alcanza si los propios elementos estructurales poseen ductilidad, es decir, si son capaces de absorber y de disipar energía, evitando de esta manera su fallo frágil que puede originar el colapso local o total de las estructuras. El presente parámetro tiene en cuenta este aspecto. Por ejemplo, debe evitarse el uso de elementos que, por su configuración, geometría y localización tengan una rigidez y fragilidad elevada, es decir, que sean muy poco dúctiles, como en los casos que pueden verse en la figura A6. El parámetro se califica como sigue:

A Edificios que no tienen elementos estructurales de baja ductilidad.

B Edificios con elementos estructurales de baja ductilidad. Un caso evidente es el de una columna más corta que la mitad de la altura de los otros (relación h/H en la figura A6).

C Edificios, con elementos estructurales de muy baja ductilidad como, por ejemplo, una columna con una altura inferior a la cuarta parte de la altura de los otros (figura A6).

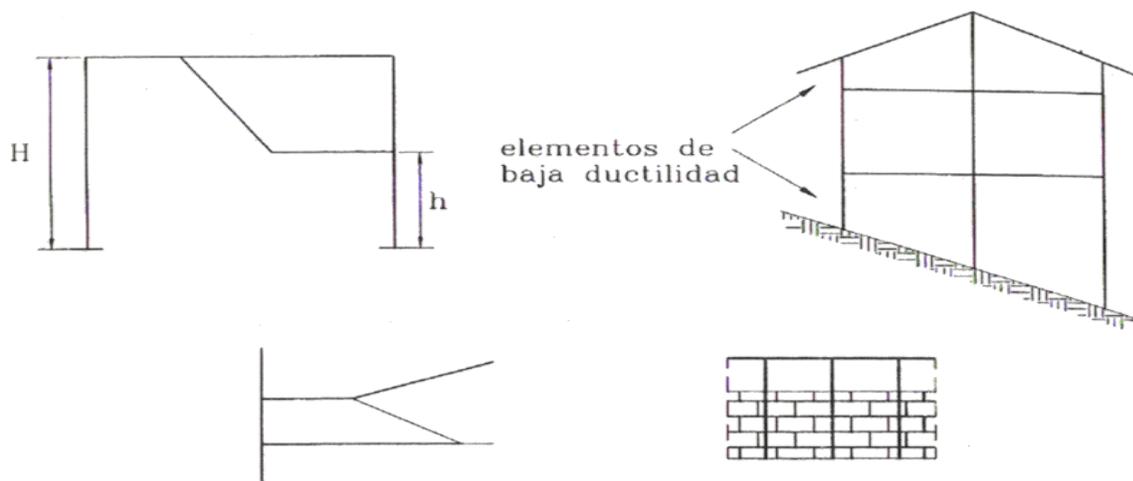


Fig. A6 Ejemplos de edificios con elementos de baja ductilidad.

10 Elementos no estructurales

En la fase de diseño de un edificio no se prevé habitualmente que los elementos no estructurales tengan alguna contribución a su sistema resistente. Pero a veces, éstos llegan a tener un cierto efecto sobre la resistencia estructural. Por este motivo, a tales elementos se les suele denominar "*elementos no intencionalmente estructurales*". El método del índice de vulnerabilidad utiliza un criterio de clasificación de los elementos de este tipo, considerando la posibilidad de que sean externos o internos. Los elementos externos son aquellos que pueden caer hacia el exterior del edificio como, por ejemplo, marquesinas, muros de mampostería, parapetos, chimeneas, balcones, terrazas, etc. Los elementos internos son aquellos que pueden caer únicamente hacia el interior de la estructura como, por ejemplo, tabiques, muebles, etc. A partir de este criterio de clasificación, el parámetro se califica en las siguientes clases de calidad:

A Edificios cuyos elementos no estructurales externos están bien conectados al sistema resistente y cuyos elementos internos son estables, aunque no se encuentren conectados fijamente a los elementos estructurales.

B Edificios cuyos elementos externos son estables pero con una conexión deficiente.

C Edificios cuyos elementos no estructurales externos son inestables y se encuentran mal conectados a la estructura; edificios que no cumplen los requisitos para ser calificados en las clases de calidad **A** ni **B**.

11 Estado de conservación

Es un parámetro subjetivo cuya calificación se efectúa mediante una simple inspección visual. En principio, penaliza los desperfectos de la estructura y las posibles irregularidades ocurridas durante su proceso constructivo. Asimismo, intenta detectar imperfecciones o daños en la cimentación. Su calificación se realiza como sigue:

A Edificios cuyos elementos resistentes (vigas, columnas, losas, muros de cortante, etc.) no están fisurados y la cimentación tampoco está dañada. Además, el edificio no tiene daños graves en los elementos no estructurales.

B Edificios que no cumplen los requisitos especificados para las clases **A** ni **C**.

C Más de un 30% de los elementos estructurales del sistema resistente del edificio están fisurados; los sistemas de piso presentan grietas considerables (mayores de 5 mm) y se observan daños en la cimentación.

ANEXO II

TABLA IV.2 REQUISITOS PARA EL USO DE DISTINTOS FACTORES DE COMPORTAMIENTO SISMICO SEGÚN RCDF.

Se adoptarán los siguientes valores del factor de comportamiento sísmico a que se refieren la sección 4 de estas normas y el artículo 207 del Reglamento:

I. Se usará $Q = 4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien, por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
2. Si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso I del artículo 204 del Reglamento, éstos se deben tener en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente en cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular, los muros que se hallen en el caso I a que se refiere el artículo 204 del Reglamento.
4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles.
5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes.

II. Se adoptará $Q = 3$ cuando se satisfacen las condiciones 2, 4 Y 5 del caso I y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 a 3 especificadas para el caso I, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero, por marcos de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material, por combinación de éstos y muros o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

III. Se usará $Q = 2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, muros o columnas de concreto reforzado, que no cumplen con algún entrepiso los especificados por los casos I y II de esta sección, o por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas contruidos con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza. También se usará $Q = 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

IV Se usara $Q = 1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinadas o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos II y III, o por marcos y armaduras de madera.

V. Se usara $Q = 1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.

En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

TABLA IV.3 CONDICIONES DE REGULARIDAD SEGÚN EL RCDF.

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas así como a muros y otros elementos resistentes.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior, ni menor que 70% de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragma horizontal y por trabes o losas planas.

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Nava, Alejandro. *Terremotos*. Colección la ciencia para todos. Fondo de Cultura Económica, 2da. reimpresión. México, 2000.

Microsoft Corporation. Enciclopedia Microsoft Encarta, "Sismología". 2000.

Espíndola Castro, J.M. y Jiménez Jiménez, Z. *Terremotos y ondas sísmicas, una breve introducción*. Cuadernos del Instituto de Geofísica 1, 2da. edición. UNAM, Instituto de Geofísica. México.

Martínez Romero, E. y Wakabayashi, M. *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*. McGraw Hill. México, 1988.

Barbat, Alex. *El riesgo sísmico en el diseño de edificios. Calidad Siderurgica*. Madrid.

Bazán, E. Y Meli, R. *Diseño sísmico de edificios*. Limusa, 5ta reimpresión. México, 2002.

Paulay, T., Park, R. y Priestley, M.J.N. *Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions*, en Martínez R., E. y Wakabayashi, M. *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*. McGraw Hill. México, 1988.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Diario Oficial de la Federación, 1993.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 1993.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 1995.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 1996.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 1996.

Meli Piralla, R. *Diseño Estructural*. Limusa, 2da reimpresión. México, 2002.