

ESTUDIO DE LAS INTENSIDADES DEL SISMO DEL 19 DE
SEPTIEMBRE EN LA CIUDAD DE MEXICO

Jesús Iglesias
Manuel Jara
Jorge Aguilar
Oscar Mota
Amador Terán
Alonso Gómez
Rodolfo Ortega
Edmundo González
José Juan Guerrero
Hugón Juárez
Juan Pedro Paniagua
Emilio Sordo

UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA, UNIDAD AZCAPOTZALCO
División de Ciencias Básicas e Ingeniería
Departamento de Materiales
México, Junio 1987

RECONOCIMIENTOS

Este estudio fue realizado por un grupo de investigadores de la UAM Azcapotzalco dirigido por Jesús Iglesias con la ayuda de Manuel Jara y la asesoría de Francisco Robles, bajo el patrocinio de la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal y del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología. El grupo trabajó dividido en dos equipos. Uno de ellos, formado por Edmundo González, José Juan Guerrero y Rodolfo Ortega, bajo la coordinación de Jorge Aguilar y Oscar Mota, estuvo a cargo de la evaluación masiva de estructuras con el método simplificado, contando con el auxilio de más de 50 alumnos de la carrera de Ingeniería Civil, que en esta forma cubrieron los requisitos de las materias de Taller de Ingeniería I y II y de sus Proyectos Terminales. El otro, integrado por Hugón Juárez, Juan Pedro Paniagua y Emilio Sordo, bajo la coordinación de Amador Terán y Alonso Gómez, fue el encargado de efectuar la evaluación detallada de las diez estructuras que se utilizaron como respaldo para el método simplificado. La elaboración de los mapas y dibujos estuvo a cargo de Javier Espinoza y José Villarreal.

De gran utilidad en la preparación final de este informe fueron los comentarios de Emilio Rosenblueth y Luis Esteva, quienes efectuaron la revisión crítica de la versión preliminar.

En la obtención de la información de los edificios evaluados se agradece la colaboración de las siguientes personas y empresas: J.L. Camba, G. Nieto, H. Panuco, J. Sutton, BAI S.A., CANDE S.A. y Colinas de Buen S.A. En particular se reconoce la invaluable cooperación de Carlos Castañeda, Coordinador del Control de Edificaciones de la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal.

La realización de este trabajo no hubiera sido posible sin el apoyo constante de Arturo Quiroz, Jefe del Departamento de Materiales de la UAM Azcapotzalco, quien puso a disposición del grupo de investigación todos los recursos a su alcance.

1 INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

1.1.1 Características del sismo del 19 de septiembre

A las 7:17 hr del 19 de septiembre de 1985, frente a las costas de los estados de Guerrero y Michoacán (fig. 1), se inició el deslizamiento entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica que habría de dar lugar a un evento sísmico de excepcionales consecuencias para la Ciudad de México, situada a 400 km del epicentro. Varios miles de víctimas; más de 200 edificios derrumbados, algunos de ellos de más de 15 pisos de altura, y miles con diversos grados de daño, fueron el saldo dejado por el terremoto. La magnitud (Ms) del evento fue de 8.1 y fue seguido por varias réplicas, la mayor de las cuales se presentó 36 hr después con una magnitud (Ms) de 7.5, ubicándose su epicentro a 340 km de la Ciudad de México (fig. 1), donde causó daños adicionales y el colapso de algunas estructuras ya severamente dañadas por el evento principal (refs. 1-3).

El movimiento del terreno en el valle de México se registró con 11 acelerógrafos (ref. 4), ocho de los cuales se encontraban en la zona urbana y de éstos solo uno (SCT) dentro de la zona de daños, aunque no en la de máxima intensidad (fig. 2).

El acelerograma obtenido en SCT (ref. 4) registró una aceleración máxima de 17% de la aceleración de la gravedad (g) en dirección E-O y su espectro de respuesta para un amortiguamiento de 5% alcanzó un valor de 1g para un período de dos seg (fig. 3).

Las altas ordenadas espectrales observadas también para dos seg de período en el terreno duro de Ciudad Universitaria evidenciaron una gran energía en torno a los dos seg en las ondas sísmicas que llegaron al valle de México (refs. 3 y 4). Por esta razón, la gran regularidad en el movimiento registrado en SCT se atribuyó a la coincidencia del período dominante local con los dos seg. Asimismo, se consideró que los daños excepcionales que se produjeron en edificios de mediana altura fueron ocasionados por un fenómeno de resonancia que amplificó enormemente las oscilaciones de aquellas estructuras cuyo período fundamental era también cercano a los dos seg (refs. 1 y 3).

CONTENIDO

	pág.
1	INTRODUCCION.....1
1.1	<u>Antecedentes</u> 1
1.1.1	Características del sismo del 19 de septiembre.....1
1.1.2	Zonificación de daños.....2
1.1.3	Estudio de intensidades.....2
1.2	<u>Objetivos y alcance</u>3
2	MÉTODOS DE EVALUACION DE LA CAPACIDAD SISMICA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.....5
2.1	<u>Antecedentes</u>5
2.2	<u>Método simplificado de evaluación</u>6
2.2.1	Fuerza cortante actuante.....7
2.2.2	Fuerza cortante resistente.....8
2.2.2.1	Muros de mampostería.....9
2.2.2.2	Muros de concreto.....9
2.2.2.3	Columnas.....10
2.2.3	Factor correctivo.....11
2.3	<u>Método detallado de evaluación</u>11
3	EVALUACION DE ESTRUCTURAS SOMETIDAS AL SISMO DE 1985.....13
3.1	<u>Características de la información</u>13
3.2	<u>Resultados obtenidos con el método simplificado de evaluación</u>14
3.3	<u>Resultados obtenidos con el método detallado de evaluación</u>15
4	MAPA DE INTENSIDADES DEL SISMO DE 1985.....17
4.1	<u>Determinación cuantitativa de la intensidad</u>17
4.2	<u>Mapa de intensidades</u>17
4.3	<u>Información complementaria</u>19
5	ZONIFICACION SISMICA Y GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO.....20
5.1	<u>Antecedentes</u>20
5.2	<u>Interpretación del mapa de intensidades</u>21
5.3	<u>Zonificación geotécnica</u>23
5.4	<u>Zonificación sísmica</u>23
6	CONCLUSIONES.....26
7	REFERENCIAS.....28
	TABLAS
	FIGURAS
	MAPAS

1.1.2 Zonificación de daños

En los primeros días después del sismo, el Instituto de Ingeniería en colaboración con otras instituciones (UAM, IIE y FI) y profesionistas efectuó un levantamiento de daños que se concentró en los edificios derrumbados o con daños severos (refs. 5 y 6). Respecto a los primeros, se detectaron 210 edificios total o parcialmente derrumbados, sin tomar en cuenta las viviendas de uno o dos pisos. En cuanto a los edificios dañados únicamente se incluyeron aquellos casos en los que el daño podía apreciarse desde el exterior, lo que limitó bastante la cobertura del trabajo (fig. 4).

La información reunida permitió definir la zonificación de daños que se muestra en la fig. 5 junto con las zonificaciones correspondientes a los sismos de 1957 y 1979, con las cuales coincide apreciablemente.

El resumen estadístico de los daños observados se presenta en la tabla 1. En ella se distingue la información por el tipo de estructuración, el año de construcción y el número de pisos. Estos resultados son de difícil manejo pues las cantidades consignadas no toman en cuenta el porcentaje que representan de la población total

De las refs. 7 y 8 se tomaron los resultados de la tabla 2, obtenidos de un levantamiento de daños y de un inventario general de inmuebles efectuado por el Grupo ICA en la zona más afectada. Se observa en dicha tabla que los daños se concentraron principalmente en las estructuras de más de seis pisos, predominando los daños en estructuras de losa reticular sobre las de marcos en una proporción de dos a uno.

1.1.3 Estudio de intensidades

La Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal, contando con el apoyo de diversas empresas de ingeniería, asociaciones profesionales y organismos públicos, llevó a cabo un levantamiento de daños muy extenso durante los cuatro meses posteriores al sismo (ref. 9).

Por razones administrativas los inmuebles dañados se dividieron en dos grupos: aquellos con más de cuatro niveles que quedaron a cargo de la Secretaría General de Obras y los de cuatro niveles o menos, que comprenden la mayoría de los inmuebles estructurados a base de muros de mampostería y que quedaron bajo la responsabilidad de las Delegaciones. De los 5025 edificios localizados con daños, 1205 corresponden al primer grupo y 3820 al segundo.

Utilizando la información recabada se elaboró un mapa de intensidades (mapa 1) con base en la densidad de los edificios dañados de cuatro niveles o menos. Se consideró que este grupo de inmuebles permitía lograr una gran cobertura sobre la zona urbana, con tipos estructurales bastante homogéneos, a diferencia de los edificios de mayor altura que se agrupan en forma lineal a lo largo de las principales avenidas y que además presentan una mayor variedad de tipos estructurales. La densidad de los edificios dañados se obtuvo dividiendo el número de inmuebles dañados por colonia entre la superficie cubierta por el grupo de inmuebles considerado en dicha colonia.

Aunque en este estudio sí se relaciona la cantidad observada de daños con la población total de estructuras e incluso con su densidad geográfica, no se hace ninguna distinción respecto a la capacidad sísmica de las estructuras dañadas, lo que hace coincidir las zonas de mayor intensidad con aquellas en que se ubican las construcciones más viejas y con mayor deterioro, como es el caso de Tepito y el centro de la ciudad (mapa 1). En general, las curvas de igual intensidad coinciden con la zonificación de daños de la fig. 5.

1.2 Objetivos y alcance

El objetivo de este estudio fue la elaboración de un mapa de intensidades de los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, basado en la evaluación cuantitativa de los daños causados a las estructuras de concreto, que pudiera servir como punto de partida para proponer una nueva zonificación sísmica de la ciudad.

Como ya se expuso en 1.1, a raíz del sismo se formularon diversas teorías para tratar de explicar la gran intensidad que se presentó en la Ciudad de México a pesar de su lejanía respecto al epicentro. La resonancia (refs. 1 y 3); el enfocamiento de las ondas sísmicas sobre la ciudad a través de la Cuenca del Balsas (ref. 10) o bien la aparición de ondas gravitacionales (refs. 10 y 11), han sido algunas de dichas teorías. El soporte de todas ellas en relación a los daños observados ha estado en las zonificaciones descritas en 1.1.2 y 1.1.3, que atienden únicamente a la cantidad o a la densidad indiscriminada de los daños. En este trabajo se plantea la necesidad de que el estudio de los daños causados por el sismo considere las distintas capacidades sísmicas de las estructuras afectadas, evitando la subjetividad que se genera cuando solo se atiende a la cantidad o a la densidad, lo que conduce a resultados muy vagos o a la asociación de las máximas intensidades sísmicas con zonas donde la gran cantidad de daños

ocurridos se debe más bien al deterioro de las estructuras e incluso al uso a que se hayan visto sometidas.

Ante la escasa instrumentación sísmica de la Ciudad de México durante el sismo de 1985 (fig. 2), es necesario partir del estudio de la distribución de los daños atendiendo a la capacidad de las estructuras para buscar la explicación del fenómeno ocurrido y no seguir el camino inverso de emitir hipótesis que después se intenten ajustar a la realidad con base en interpretaciones subjetivas de los daños (ref. 12).

La elaboración del mapa de intensidades a partir de la evaluación de la capacidad sísmica de las estructuras dañadas, generó la necesidad de evaluar un gran número de edificios distribuidos ampliamente sobre la zona urbana. Para ello se desarrolló un método de evaluación rápida de la capacidad sísmica de estructuras de concreto de mediana altura (refs. 13-15), que pudo aplicarse con un mínimo de recursos a una gran cantidad de edificios. Como respaldo al método simplificado de evaluación se hizo también la evaluación detallada de una decena de inmuebles distribuidos en las diferentes zonas afectadas.

Los edificios estudiados se pueden dividir en dos grupos, en función del tipo de información disponible para su evaluación. El primer grupo está constituido por 113 inmuebles en proceso de reparación, con más de cuatro niveles y en su mayoría con daños severos, a cuyo proyecto de reparación, incluyendo planos y memorias, se tuvo acceso a través de los archivos de la Secretaría General de Obras del DDF. En todos los casos se realizó una inspección para verificar y complementar la información disponible en el proyecto de reparación. El segundo grupo lo integran los edificios incluidos en el reporte de daños elaborado por el DDF (ref. 9). En estos casos la información se obtuvo del levantamiento directo de los daños y dimensiones de las estructuras. De los 752 inmuebles visitados, únicamente se efectuó la evaluación de los 183 a los que se tuvo acceso.

El uso de los resultados de la evaluación de los edificios afectados por el sismo para la elaboración del mapa de intensidades se basa en la adopción de la capacidad sísmica de los edificios con daño grave como una medida cuantitativa de la intensidad del sismo. La capacidad de los edificios sin daño grave solamente se utilizó para la determinación de los coeficientes sísmicos recomendados para diseño.

2 METODOS DE EVALUACION DE LA CAPACIDAD SISMICA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

2.1 Antecedentes

La evaluación de la capacidad sísmica de una estructura de concreto consiste en la determinación de dicha capacidad considerando todos aquellos factores externos que la afectan, como pueden ser: el estado de deterioro en que se encuentre, su ubicación geográfica, su interacción con las estructuras vecinas, etc. Para este fin es posible recurrir a las herramientas convencionales del análisis estructural (ref. 16), como son el análisis estático y el dinámico con base en un espectro de diseño, o incluso a procedimientos más refinados como el análisis paso a paso de la estructura a partir de varios acelerogramas, considerando el comportamiento no lineal de sus elementos (refs. 17 y 18). En estos casos la evaluación de una estructura consume considerables recursos humanos y de cómputo, lo que hace poco práctica su aplicación a la evaluación masiva de inmuebles, para la cual resulta más adecuado recurrir a métodos aproximados que permitan efectuar la evaluación de las estructuras con bastante economía de recursos, manteniendo una aproximación razonable dentro de un rango determinado de características estructurales.

Para los fines de este trabajo se decidió utilizar un método simplificado de evaluación para su aplicación masiva, respaldado por el análisis detallado de una decena de casos con procedimientos convencionales.

Los métodos simplificados de evaluación se han desarrollado en los últimos años, principalmente en Japón, donde se han popularizado tanto para la evaluación de estructuras ya existentes como para el diseño de las nuevas. Los antecedentes de estos procedimientos de evaluación se remontan al estudio realizado por Shiga (ref. 19) sobre los edificios de concreto de poca altura dañados por el sismo de 1968 en Hachinohe, Japón. La gráfica del esfuerzo cortante promedio contra la densidad de muros de concreto en la planta baja de los edificios afectados ("Shiga map") permitió distinguir una zona bien definida donde se ubicaban las estructuras con daño grave. En la fig. 6 se muestra la gráfica elaborada para el sismo Miyagi-Ken-Oki en 1978, utilizada para evaluar algunos edificios dañados y sus respectivos proyectos de reparación a raíz del sismo Nihonkai-Chubu en 1983 (ref. 18). El proceso de evaluación se reduce a situar dentro de la gráfica al edificio en estudio y determinar si queda dentro o fuera de la zona de daño grave.

En 1977 un grupo de investigadores encabezado por Umemura desarrolló una guía para la evaluación de la capacidad sísmica de edificios existentes de concreto reforzado (refs. 20-23), cuyo uso se ha generalizado actualmente entre los ingenieros japoneses. En ella se propone como parámetro de evaluación al índice sísmico I_s , obtenido para cada entrepiso como:

$$I_s = E_o G S T \quad (1)$$

E_o : relación entre la fuerza cortante resistente y la actuante en el entrepiso

G : factor correctivo que considera la geología local

S : factor que toma en cuenta la estructuración

T : factor de deterioro de la estructura

La determinación del I_s se plantea en tres distintos niveles de precisión, que dependen del mecanismo de falla que se adopte para evaluar la fuerza cortante resistente y del detalle con que se determinen los factores correctivos.

La fuerza cortante actuante en la base de un edificio se considera igual a su peso, lo que equivale a suponer un coeficiente sísmico reducido por ductilidad igual a 1. De acuerdo con esto se recomienda que el valor del I_s sea siempre mayor a 0.5 en los edificios que puedan estar sujetos a aceleraciones del terreno del 25% al 30% de g (ref. 21). En la fig. 7 se puede observar el uso del índice sísmico I_s para la evaluación del mismo edificio de cinco pisos de la fig. 6, antes y después de su reparación (ref. 18).

Para la evaluación de los edificios afectados por el sismo de 1985 en la Ciudad de México en este trabajo se desarrolló una variante de estos procedimientos que toma en cuenta la práctica de la construcción de las estructuras de concreto en esta ciudad, tal como se describe en los siguientes incisos.

2.2 Método simplificado de evaluación

El método simplificado de evaluación que aquí se propone parte del primer nivel de precisión de los métodos de evaluación japoneses, el cual supone la aparición de un mecanismo de falla de entrepiso localizado en muros y columnas, lo que limita su aplicación a estructuras poco esbeltas y de mediana altura. El uso de esfuerzos resistentes derivados del estudio de estructuras típicas permite la aplicación de este método sin que sea necesario conocer el refuerzo de los elementos estructurales, información que no suele estar disponible en los edificios existentes.

Si se considera que en el índice S se concentran todos los factores correctivos y que la fuerza cortante actuante es proporcional al coeficiente sísmico reducido por ductilidad K, la ecuación 1 se transforma en:

$$I_{si} = \frac{VR_i \cdot S_i}{K_i \cdot VAI} \quad (2)$$

VR_i: fuerza cortante resistente en el entrepiso i
 VAI: fuerza cortante actuante calculada factorizando K_i
 S_i : factor correctivo
 K_i : coeficiente sísmico reducido por ductilidad

Tomando como base de evaluación la condición de falla:

$$1 = \frac{VR_i \cdot S_i}{K_i \cdot VAI} \quad (3)$$

es posible despejar para cada entrepiso el coeficiente sísmico de falla K_i y adoptar el menor valor como índice de evaluación de la capacidad sísmica de la estructura (coeficiente de resistencia K).

En este estudio se propone utilizar como medidas de las intensidades de un sismo a los valores de K obtenidos de los edificios que hayan presentado daño grave según los criterios de la tabla 3 (ref. 25).

2.2.1 Fuerza cortante actuante

Para calcular la fuerza cortante actuante se utiliza el método de análisis estático propuesto en el RDF76 (ref.24), factorizando el coeficiente sísmico reducido por ductilidad:

$$VA_i = FC \sum_{j=1}^n \frac{w_j \cdot h_j}{\sum_{j=1}^n w_j \cdot h_j} \cdot W \quad (4)$$

n : número de pisos
 w_j: peso del piso j
 h_j: altura del piso j desde el nivel del terreno
 FC: factor de carga = 1.1
 W : peso de la estructura

De la adopción del método de análisis estático para la determinación de la fuerza cortante actuante se desprende que los resultados cuantitativos de este trabajo no pueden ser

aprovechados de manera directa por el método de análisis dinámico espectral.

2.2.2 Fuerza cortante resistente

Para la determinación de la fuerza cortante resistente se distinguen cuatro tipos de elementos estructurales:

- Muros de mampostería (m)
- Columnas cortas (cc)
- Muros de concreto (M)
- Columnas (c)

Bajo la suposición de una falla de entrepiso localizada en estos grupos de elementos, la fuerza cortante resistente se calcula mediante la combinación de sus resistencias en forma proporcional a sus rigideces:

$$VR_i = [\alpha_1 (V_m + V_{cc}) + \alpha_2 V_M + \alpha_3 V_c] F \quad (5)$$

α_i : factor de participación

F : factor de corrección por ductilidad = 1.0 si $V_{cc} = 0$
= 0.8 si $V_{cc} \neq 0$

El factor de corrección F permite considerar la reducción en la ductilidad que representa la falla frágil de las columnas cortas.

Mediante los factores de participación α_i se toma en cuenta el desfaseamiento en las resistencias máximas de los elementos estructurales debido a sus diferentes rigideces. En la fig. 8 se puede apreciar que no necesariamente se alcanza la resistencia máxima de un entrepiso cuando falla el conjunto de los elementos más rígidos en el punto A, por lo cual es necesario analizar los otros modos de falla B y C, cuidando siempre que antes no se pierda la estabilidad de la estructura. Los valores de α_i propuestos en la tabla 4 para los mismos modos de falla de la fig. 8, consideran conservadoramente que la contribución de los elementos fallados desaparece por completo.

Para la evaluación de los edificios con daño grave se procedió sobre el modo de falla excedido de acuerdo con la inspección efectuada, lo que conduce en realidad a un límite inferior de la capacidad sísmica resistente, sobre todo si se tiene en cuenta que además se despreja la contribución de los elementos fallados en modos previos.

2.2.2.1 Muros de mampostería

La resistencia de la mampostería V_m se calcula en cada entrepiso como:

$$V_m = v_m \sum A_m \quad (6)$$

$\sum A_m$: área de muros en el entrepiso en la dirección considerada

v_m : esfuerzo resistente al corte

De acuerdo con las NTC (ref. 26), para muros diafragma que son los de mayor interés en este trabajo se tiene que:

$$v_m = FR (0.85 v^*) \quad (7)$$

Para tabique rojo con mortero de resistencia intermedia, las NTC recomiendan tomar $v^* = 3 \text{ kg/cm}^2$ y $FR = 0.6$, por lo que finalmente se propone utilizar $v_m = 1.5 \text{ kg/cm}^2$.

2.2.2.2 Muros de concreto

La resistencia de los muros de concreto para cada entrepiso se obtiene de:

$$V_M = v_M \sum A_M \quad (8)$$

$\sum A_M$: área de muros en el entrepiso en la dirección considerada (fig. 9)

v_M : esfuerzo resistente al corte

Las NTC (ref. 27) proponen las siguientes expresiones para el cálculo de v_M :

$$v_M = FR (0.85 \sqrt{f_c^*} + p_h f_y); \text{ si } M_u / (V_u L) \leq 1.0 \quad (9)$$

$$v_M = FR (0.50 \sqrt{f_c^*} + p_h f_y); \text{ si } M_u / (V_u L) \geq 1.5$$

f_c^* : resistencia nominal del concreto a compresión

f_y : esfuerzo de fluencia del acero

p_h : porcentaje de refuerzo horizontal

M_u : momento flexionante de diseño

V_u : fuerza cortante de diseño

FR : factor de resistencia para cortante = 0.80

L : longitud horizontal del muro

Con base en la aplicación de estas expresiones a muros de los edificios estudiados en este trabajo y a su calibración para valores usuales de f_c^* con p_h mínimo, se adoptaron los

siguientes valores de v_m que se consideraran conservadores:

$v_M = 12 \text{ kg/cm}^2$ (10) sin columnas en los extremos (fig. 9)

$v_M = 16 \text{ kg/cm}^2$ (20) con una columna en un extremo

$v_M = 20 \text{ kg/cm}^2$ (30) con columnas en ambos extremos

Los valores entre paréntesis corresponden a los utilizados por los japoneses (ref. 20), derivados del estudio empírico de numerosos edificios con muros de concreto dañados por diversos sismos en Japón.

2.2.2.3 Columnas

La fuerza resistente de las columnas en cada entrepiso se toma como:

$$V_c = v_c \sum A_c \quad (11)$$

$\sum A_c$: área de columnas en el entrepiso en la dirección considerada

v_c : esfuerzo resistente al corte

De acuerdo con las NTC (ref. 27):

$$v_c = FR (0.50 \sqrt{f_c} (1 + 0.007 P_u/Ag) + (A_v f_y)/(b s)) \quad (12)$$

A_v : área de refuerzo transversal

b : ancho de la sección

s : separación del refuerzo transversal

P_u : fuerza axial de diseño

Ag : área bruta de la sección transversal

FR : factor de resistencia para cortante = 0.80

La aplicación de esta expresión a columnas típicas de los edificios revisados en este estudio y su evaluación para condiciones mínimas de refuerzo, permiten proponer los siguientes valores conservadores de v_c y v_{cc} , considerando la influencia de la falla por flexión en los extremos en función de la relación altura peralte:

$v_{cc} = 15 \text{ kg/cm}^2$ (15) $H/h \leq 2$ (columnas cortas)

$v_c = 10 \text{ kg/cm}^2$ (10) $2 < H/h \leq 6$

$v_c = 7 \text{ kg/cm}^2$ (7) $6 < H/h \leq 10$

$v_c = 5 \text{ kg/cm}^2$ (7) $H/h > 10$

H/h : relación entre la altura no restringida de la columna y su peralte total (fig. 10)

Los valores entre paréntesis corresponden a los utiliza-

dos en Japón (ref 20).

2.2.3 Factor correctivo

El factor correctivo S_i toma en cuenta las irregularidades en la estructuración y el deterioro que presenta la estructura evaluada. Los valores que aquí se proponen se derivan de los utilizados en la ref 20, agrupando el efecto de varios conceptos que no suelen presentarse por separado y especificando claramente otros que solo se tratan de forma indirecta. El valor de S_i que corresponde a un determinado entrepiso se calcula de la siguiente manera:

$$S_i = q_1 q_2 q_3 q_4 q_5 \quad (13)$$

q_i : factor correctivo correspondiente a los conceptos de la tabla 5

La existencia de más de un problema de estructuración o deterioro asociado a un mismo concepto, en ningún caso deberá conducir a valores de q_i inferiores a 0.80.

2.3 Método detallado de evaluación

Diversos estudios (refs. 18, 21, y 28) han permitido verificar la existencia de una buena correlación entre los resultados de los métodos simplificados de evaluación y los obtenidos de modelos no lineales de análisis o de la observación de los daños en numerosos edificios afectados por los sismos. En este mismo sentido, en el presente trabajo se procedió a efectuar la revisión detallada de una decena de edificios mediante procedimientos convencionales de análisis, con el fin de calibrar el método simplificado de evaluación aquí utilizado. La distribución geográfica de los edificios estudiados se eligió de tal forma que al mismo tiempo se cubrieran las zonas con distintas intensidades sísmicas, de manera que se pudiera contar también con un respaldo para el mapa de intensidades.

Para la evaluación detallada se contó con los planos estructurales originales de todas las estructuras revisadas, además del proyecto completo de reparación en aquellos casos en que la estructura había sufrido daños graves producidos por los sismos de 1985. Esto permitió analizar los edificios utilizando un programa de análisis convencional como el SUPER-ETABS (ref. 29) y revisar la resistencia de los elementos estructurales de acuerdo con el RFD76 (ref. 24) y las NTC (refs. 26 y 27).

El procedimiento de evaluación consistió en revisar iterativamente cada edificio, modificando el coeficiente sísmico reducido por ductilidad K hasta lograr la falla de entrepiso. La determinación de las fuerzas sísmicas se efectuó con el método estático en la mayor parte de los casos, de acuerdo con las hipótesis del método simplificado de evaluación. La revisión de los elementos estructurales se hizo extensiva al sistema de piso, en previsión de que se presentara ahí la falla prematuramente.

3 EVALUACION DE ESTRUCTURAS SOMETIDAS AL SISMO DE 1985

3.1 Características de la información

De acuerdo con su origen se tuvo acceso a dos tipos de información: aquella proveniente de los archivos de licencias de reparación de edificios del DDF y la obtenida de la inspección efectuada sobre los inmuebles incluidos en el reporte de daños elaborado por el DDF (ref. 9), con un número de pisos entre cinco y diez.

Al primer tipo de información corresponden 113 edificios de concreto para los cuales se tuvo acceso al dictamen técnico (ref. 30), así como a la memoria y los planos del proyecto de reparación, y ocasionalmente, también a los planos estructurales originales. En todos los casos se efectuó una visita de verificación, tanto de las dimensiones de la estructura y sus elementos como de los daños reportados en el dictamen. En su mayoría los edificios de este grupo se ubican en la zona del lago de la ciudad y sufrieron daños severos como consecuencia del sismo de 1985.

Del total de edificios evaluados se eliminaron aquellos con daño grave que no mostraron falla de entrepiso localizada en los elementos de sustentación y los que no teniendo daño grave poseían más de diez pisos. Se eliminaron también algunos casos en que el piso crítico según la evaluación difería notablemente de la ubicación observada de los daños. Finalmente se redujo el grupo original a 62 estructuras, distribuidas según el criterio de clasificación de la tabla 3 como:

Daño 3	(estructural grave)	: 54
Daño 2	(estructural fuerte):	7
Daño 0 y 1	(no estructural y estructural ligero):	1

En paralelo con la evaluación de los edificios en proceso autorizado de reparación, se organizaron varias brigadas de alumnos de la carrera de ingeniería civil de la UAM-Azcapotzalco para efectuar la inspección de los edificios incluidos en el reporte de daños elaborado por el DDF (ref. 9) y que tuvieran entre cinco y diez pisos de altura. Se pretendía efectuar en cada caso el levantamiento de la geometría de la estructura y de los daños observados, a fin de poder aplicar el método simplificado de evaluación. Se visitaron en total 752 inmuebles. Sin embargo, solamente se pudieron evaluar 183 pues en varios casos no fue posible obtener el acceso y en otros más se encontró que el edificio ya había sido demolido o estaba en camino de serlo. Al efectuar un proceso de selección semejante al descrito para los edificios con información

detallada, a fin de eliminar los casos de dudosa aplicación del método simplificado de evaluación, el grupo se redujo a 100 estructuras, clasificadas según el criterio de la tabla 3 como:

Daño 3 (estructural grave) : 20
Daño 2 (estructural fuerte): 9
Daño 0 y 1 (no estructural y estructural ligero). 71

Los 29 edificios correspondientes al daño 2 y 3 fueron inspeccionados de nuevo por integrantes del grupo de investigación principal, con el objeto de verificar la información obtenida por los estudiantes.

3.2 Resultados obtenidos con el método simplificado de evaluación

En las tablas 6, 7 y 8 se muestran los resultados obtenidos de la evaluación simplificada de las estructuras en estudio. Sobre ellos se pueden hacer las siguientes observaciones:

- a) Entre los edificios con daño grave la media del coeficiente de resistencia es $K = 0.088$, con un coeficiente de variación $CV = 30\%$.
- b) La media sin tomar en cuenta el factor correctivo S es $K = 0.122$ y $CV = 33\%$.
- c) La media del factor correctivo es $S = 0.72$.
- d) Analizando por separado las estructuras de losa reticular y de marcos de concreto, sus medias respectivas $K_r = 0.091$ y $K_m = 0.087$ muestran poca diferencia entre sí, lo que resulta natural si se piensa que en todos los casos se presentó el mecanismo de falla de entrepiso.
- e) La dirección dominante de falla es E-O.
- f) En los edificios sin daño grave la media es $K = 0.166$ y $CV = 40\%$.

Estos valores en general concuerdan con los resultados reportados anteriormente en forma preliminar (ref. 13).

Con un procedimiento semejante al método simplificado de evaluación, Yucheng y Liu (ref. 31) calcularon los coeficientes de resistencia de 300 edificios de mampostería de hasta

ocho pisos de altura, afectados por el sismo de Tangshan en 1976. En su estudio proponen utilizar para diseño el valor del coeficiente de resistencia que corresponde al punto de intersección de las curvas de frecuencias acumuladas de los edificios con y sin daños serios K_0 . Recurriendo al mismo procedimiento, en la fig. 11 se dibujó la curva de frecuencias acumuladas para los edificios con daños tipo 2 y 3 de izquierda a derecha y la de daños 0 y 1 de derecha a izquierda. La intersección de ambas curvas ocurre para $K_0 = 0.122$ con una discrepancia de 14%, lo que significa que para valores de $K_0 > 0.122$ es siempre mayor el número de edificios con daños 0 y 1 y que solamente el 14% de los edificios con daños 2 y 3 caen en este rango.

El valor aquí obtenido de $K_0 = 0.122$ se ha derivado del estudio de un amplio conjunto de edificios ubicados en diversas zonas de la ciudad en donde la intensidad del sismo de 1985 fue muy diferente, a pesar de estar todas dentro de la zona del lago. Por esta razón, dicho valor representa solamente un coeficiente promedio para la zona del lago de la Ciudad de México, cuyo uso en el diseño de edificios resultaría conservador en algunas partes y escaso en aquellas donde la intensidad fue alta.

En la tabla 9 (ref. 31) se muestran los coeficientes de resistencia recomendados para diseño asociados a las intensidades correspondientes, obtenidos a partir de edificios de mampostería afectados por diversos sismos en China. Bajo la misma suposición hecha por el RDF76 (ref. 24) en el sentido de considerar que la ductilidad de las estructuras de mampostería es la mitad de la correspondiente a estructuras comunes de concreto, puede pensarse que para éstas resultan válidos los valores de la tabla 9 divididos entre dos. Así, para la intensidad 9, misma que se le asignó al sismo de 1985 en algunas zonas de la Ciudad de México (refs. 1 y 5), el rango de valores recomendados para K_0 es de 0.13 a 0.20. Como se verá más adelante, los valores de K_0 obtenidos en este trabajo para las zonas de intensidad 9 corresponden a este mismo rango de valores.

3.3 Resultados obtenidos con el método detallado de evaluación

En la tabla 10 se presentan los resultados obtenidos de la evaluación detallada de diez edificios de concreto para los cuales se dispuso de los planos estructurales originales. En ocho casos los daños sufridos fueron graves según el criterio de la tabla 3 y en todos ellos el mecanismo de falla fue de entrepiso. En la misma tabla se incluyen los resultados ob

tenidos con el método simplificado de evaluación. El coeficiente de correlación entre ambos métodos de evaluación es de 93 %. También puede observarse que la coincidencia entre los dos métodos de evaluación es de $\pm 15\%$. Estos resultados respaldan la aplicación del método simplificado de evaluación a los edificios de concreto de mediana altura y poca esbeltez, en los que se pueda esperar un mecanismo de falla de entrepiso localizado en los elementos de sustentación. En los edificios con daño grave evaluados en este trabajo, el criterio de aplicación del método simplificado se redujo a verificar que el mecanismo de falla que realmente se presentó fuese el adecuado, independientemente de la altura.

En el edificio INb3, la evaluación detallada se hizo también determinando las fuerzas sísmicas con un análisis dinámico espectral, escalando la ordenada máxima del espectro de diseño del RDF76 (ref. 24) hasta lograr la falla de entrepiso. Los resultados obtenidos (tabla 11), arrojan valores mayores que los derivados del análisis estático hasta en un 60% en la dirección N-S. Esta diferencia entre los métodos de análisis dinámico y estático es bastante usual y como consecuencia de ella los resultados de este estudio y las recomendaciones de diseño que aquí se proponen están limitadas a su aplicación a través del análisis estático. En la segunda etapa de este proyecto de investigación se está procediendo a la evaluación con el análisis dinámico espectral del resto de los edificios, con el fin de poder elaborar recomendaciones de diseño para este método de análisis a partir de los resultados de este trabajo.

4 MAPA DE INTENSIDADES DEL SISMO DE 1985

4.1 Determinación cuantitativa de la intensidad

La intensidad del sismo es una medida de los efectos que éste produce en un sitio, fundamentalmente sobre las construcciones. Existen diversas escalas para medir la intensidad, en general basadas en la apreciación subjetiva del comportamiento observado de las estructuras a raíz de un sismo. La escala más común es la de Mercalli Modificada en que la intensidad varía en grados del 1 al 12 (ref 32), dependiendo de la gravedad del daño en las construcciones y sin tomar en cuenta la capacidad sísmica resistente de las mismas.

En este trabajo se propone utilizar como una medida cuantitativa de la intensidad a la capacidad sísmica resistente de los edificios gravemente dañados durante el sismo. En particular se adopta el coeficiente de resistencia K , obtenido de la evaluación con el método simplificado de los edificios con daño 3 (tabla 3), como medida de la intensidad para el sismo de 1985 en la Ciudad de México. De acuerdo con 2.2.2, el coeficiente de resistencia K resulta en realidad un límite inferior de la intensidad al derivarse del último modo de falla excedido por el sismo, que sin embargo no llega a generar el colapso, despreciando además la contribución de los elementos fallados en modos previos.

La clasificación de daños empleada (tabla 3) resulta de fácil aplicación cuando se tienen daños estructurales bien definidos del tipo 2 y 3, pero cuando los daños son muy leves su clasificación entre los tipos 0 y 1 es muy incierta. Por esta razón y con el objeto de contar con el mayor número posible de puntos con intensidad definida, se pensó en aprovechar los 16 edificios con daño tipo 2 en adición a los 74 casos disponibles con daño tipo 3. En forma preliminar se dividió la ciudad en seis zonas de distinta intensidad (fig. 12). En cada una se obtuvo el valor promedio del coeficiente de resistencia, tanto para los edificios con daño 3 (K_3) como para aquellos con daño 2 (K_2), así como el cociente K_3/K_2 que fue utilizado como factor de conversión del daño 2 al 3 (tabla 12). Debido a la falta de información en las zonas 1 y 6, el factor de conversión adoptado en ellas fue el promedio pesado de los factores de las otras zonas: 0.75. El resultado de todo esto son los 90 puntos cuya intensidad se define en la tabla 13.

4.2 Mapa de intensidades

Los 90 puntos de intensidad conocida fueron ubicados en

un mapa a escala 1:50000 de la Ciudad de México (mapa 2), junto con las líneas de igual intensidad de la ref. 9. Sobre este mapa se procedió a distinguir, además de las 3 zonas sísmico-geotécnicas en que se divide la ciudad según el RDF 76 (ref.24), las siguientes zonas en función de sus distintos rangos de intensidad (mapa 3):

Zonas Rangos de Intensidad

I	$K \leq 0.05$
II	$0.05 < K \leq 0.06$
III	$0.06 < K \leq 0.08$
IV	$0.08 < K \leq 0.09$
V	$0.09 < K \leq 0.11$
VI	$0.11 < K$

Las zonas I y II, que comprenden la llamada Traza de Cortés y buena parte de la región hacia donde creció la Ciudad de México hasta principios del siglo XIX (mapa 4), corresponden a valores muy bajos de K. En general, en estas zonas se ha observado que los movimientos del terreno para sismos de foco lejano suelen ser menos intensos que en otras partes de la ciudad (ref. 5). Aunque se les ubica dentro de la zona del lago, su estratigrafía es muy especial pues está formada por una costra superficial de hasta 10 m de profundidad bajo la cual se encuentra una capa de arcilla de 20 a 25 m de espesor, bastante consolidada por efecto de los rellenos y sobrecargas de las construcciones aztecas y coloniales (ref. 34).

La zona III abarca la mayor parte de la región considerada tradicionalmente como la zona del lago. En el norte, la existencia de daños graves y algunos colapsos, principalmente en la colonia Lindavista, sugirió la extensión de esta zona dentro de la de transición. Los trabajos de Mooser (refs. 33 y 34) coinciden también en extender la zona del lago desde un punto de vista geotécnico, el cual fue adoptado a su vez en este trabajo. Algo semejante a lo anterior se presentó en la Colonia Escandón, en donde se propuso también extender la zona del lago hacia el poniente. Hacia el oriente de la ciudad existe muy poca información, en buena parte debido a la carencia de edificios de concreto de mediana altura. Sin embargo, se extendió la zona III sobre esta región, con base en la similitud estratigráfica y en las curvas de intensidad del mapa 1 derivadas de la densidad de edificios dañados de mampostería con menos de cinco pisos.

Las zonas IV, V y VI, adyacentes al centro de la ciudad, se presentan bruscamente sin que pueda establecerse una zona III entre la II y la IV. Los valores de K para la zona VI alcanzan casi el triple que para la zona I, coincidiendo con

los lugares donde se le asignó una intensidad de 9 al sismo de 1985.

Alrededor del edificio derrumbado de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes aparece una pequeña extensión de la zona V rodeada por una porción más amplia de la zona IV.

Hacia el sur de la ciudad, aunque los datos disponibles son escasos, es posible distinguir un cambio brusco de la zona III hasta la VI a partir de las Avenidas Río Churubusco y Ermita-Iztapalapa. De manera sobresaliente es en la zona VI-sur en donde se tienen los puntos de mayor intensidad ($K = 0.15$). En dirección E-O esta zona se traslapa claramente con la zona de transición hasta llegar al terreno firme de Coyoacán al poniente y del Cerro de la Estrella al oriente. Al noroeste de Miguel Ángel de Quevedo se adoptó como frontera la división entre las zonas de transición alta y baja de la ref. 34. Al sur de la Calzada de Taxqueña la falta de edificios de concreto de mediana altura e incluso la poca densidad de construcciones de cualquier tipo son la causa de que se tenga una carencia de datos. La existencia sobre Calzada de la Virgen de información correspondiente a la zona III fue la base para terminar de definir esta parte del mapa utilizando un criterio de simetría N-S.

4.3 Información complementaria

La ubicación sobre el mapa de intensidades de los resultados obtenidos de la evaluación detallada de los ocho edificios con daño grave de la tabla 10 (mapa 5) contribuye a respaldar tanto la definición de las zonas de igual intensidad como el rango de valores asociado a cada una de ellas. En el mismo mapa 5 se han incluido como puntos de referencia los valores de la aceleración máxima de los acelerógrafos que registraron el sismo de 1985 (refs. 35-38).

5 ZONIFICACION SISMICA Y GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO

5.1 Antecedentes

Como consecuencia del temblor de 1957 las Normas de Emergencia emitidas en esa ocasión incluyeron la división de la Ciudad de México en tres zonas sísmicas (lago, transición y lomas), reconociendo así que los daños habían sido máximos sobre la arcilla más deformable, mínimos en terreno duro e intermedios en la zona de transición (ref. 39). Con excepción del periodo 1966-1976 en que la zona de transición se incorporó a la del lago, esta zonificación permaneció vigente hasta las Normas de Emergencia 1985 (ref. 40) y fue adoptada tanto para fines geotécnicos como sísmicos, estableciendo un vínculo directo entre la intensidad del sismo en un punto y la estratigrafía del subsuelo correspondiente (fig. 13).

Para la zona del lago se propuso en 1957 un coeficiente sísmico de 0.06, deducido de la fuerza cortante que se registró entonces en la base de la Torre Latinoamericana (entre 0.03 y 0.04 de su peso) incrementándola para dejar margen a sismos más intensos (ref. 41). El coeficiente sísmico del RDF76 (ref. 24), vigente hasta 1985, aumentó a 0.24, pero dividido entre el factor de ductilidad que era igual a 4 en las estructuras de concreto más usuales, se llegaba nuevamente a un coeficiente sísmico neto de 0.06. Las Normas de Emergencia 1985 (ref. 40) sí modificaron de manera sustancial el coeficiente sísmico elevándolo en la zona del lago hasta 0.4, lo que conduce a un coeficiente de 0.1 al dividir entre un valor de ductilidad de 4. Este incremento estuvo acompañado de una reducción del factor de resistencia para columnas de concreto hasta 0.5 y de recomendaciones muy estrictas para el diseño en general. El valor del coeficiente sísmico de 0.4 quedó por abajo de la máxima ordenada del espectro de respuesta obtenido del acelerograma de SCT para un amortiguamiento del 5% (fig. 14). Con esto se quiso tomar en cuenta el hecho de que las estructuras disponen de reservas que un análisis convencional no considera (ref. 42). En apoyo a lo anterior, la determinación de los espectros inelásticos suponiendo un comportamiento elasto-plástico del material (ref. 43), en algunos casos condujo a reducciones por ductilidad mayores que el factor de ductilidad considerado. Sin embargo, cuando se toma en cuenta el deterioro de la resistencia en el comportamiento, la reducción por ductilidad que reflejan los espectros inelásticos es del mismo orden que el factor de ductilidad (ref. 43).

5.2 Interpretación del mapa de intensidades

El mapa de intensidades del sismo de 1985 en la Ciudad de México (mapa 3) demuestra que dentro de la zona de daños (fig. 5 y mapa 1) se presentaron muy diversos grados de intensidad. Esto resulta evidente al superponer los colapsos ocurridos en 1985 (ref. 5) sobre el mapa de intensidades (mapa 6). La distribución de los daños producidos por el sismo de 1957 ($M_s = 7.9$) (fig. 5 y mapa 7) sugiere un comportamiento parecido, pues se observa que cubre prácticamente las mismas zonas que el de 1985, con la excepción de la zona sur que no formaba parte del área urbana en aquella época.

En cuanto al sismo de 1979 ($M_s = 7.6$), su menor magnitud es la causa de que su efecto fuera menos generalizado, coincidiendo más con las zonas de alta intensidad del mapa 3 (fig. 5 y mapa 7). Resulta muy significativo que incluso el único colapso producido en aquel entonces fuera el de la Universidad Iberoamericana ubicada en la zona VI-sur, hecho que ya sugería el alto riesgo sísmico de esta zona.

Al observar el mapa de intensidades (mapa 3) salta a la vista la coincidencia entre las zonas I y II de menor intensidad con el desarrollo de la ciudad hasta principios del siglo XIX (mapa 4). En estas zonas, como ya se dijo en 4.2, la consolidación del suelo es muy grande debido a los rellenos y a las sobrecargas de las construcciones aztecas y coloniales (ref. 34). Avanzando hacia el poniente es notable el cambio brusco que se presenta al pasar de las intensidades de la zona II directamente a las de la zona IV. Es posible observar además que las zonas IV, V y VI se encuentran formando una especie de "proyección" de las zonas I y II contra el terreno firme de la zona de transición, lo que sugiere la interacción entre estas zonas de suelo firme y baja intensidad, lo bastante cercanas entre sí como para que la reflexión de las ondas sísmicas entre ellas y su consiguiente superposición de lugar a zonas intermedias de alta intensidad sísmica. Esta idea se reafirma en la zona VI-sur que está comprendida entre el Cerro de la Estrella y el terreno firme de Coyoacán, en donde incluso la zona de alta intensidad invade la zona de transición. En este caso, ante la poca información existente al sur de la Calzada de Taxqueña, al hacer el mapa de intensidades se recurrió a suponer un comportamiento simétrico norte-sur definido por la proyección del Cerro de la Estrella sobre Coyoacán.

Alrededor del Centro SCOP de la SCT se ubica una pequeña porción de la zona V rodeada por una extensión mayor de la zona IV. Esta región, que parecería estar al margen de la interacción lateral entre zonas de terreno firme a diferencia

de los casos antes mencionados, al ser ubicada en relación a los antiguos islotes del lago de México que fueron asentamientos prehispánicos y coloniales (mapa 4), resulta que se encuentra rodeada por tres de estas poblaciones. En forma análoga a la traza vieja de la ciudad, estos islotes pueden considerarse zonas de suelo más firme que el del resto del lago, proporcionando las condiciones para que nuevamente se asocie este punto de alta intensidad con la interacción lateral. En el mismo mapa 4 es posible ubicar la población prehispánica de Huitzilopochco, que conforme al criterio utilizado corresponde a una zona de terreno firme asociada por consiguiente a una intensidad baja, lo que se confirma por la ausencia de daños observada en ese lugar. Esta zona ofrece un criterio alternativo para limitar la zona VI-sur hacia el noroeste, que fue el adoptado finalmente.

El trabajo de la ref. 47 estudió con modelos analíticos la difusión y superposición de las ondas provenientes de las zonas de terreno firme hacia el suelo blando. La información geotécnica que se utilizó, además de considerar como terreno firme toda la extensión entre el Cerro de la Estrella y Coyocán, no tenía ubicada la zona de suelo firme de la traza vieja de la ciudad y mucho menos las poblaciones isleñas (fig. 15).

A pesar de lo anterior, el trabajo logra explicar el cambio en la dirección dominante del acelerograma obtenido en la Central de Abastos (CDAO), de E-O inicial a N-S, conforme las ondas provenientes del Cerro de la Estrella en dirección N-S dominan a las emitidas por el terreno firme de la zona de transición en dirección E-O (fig. 16).

La información derivada del mapa de intensidades permite pensar en la superposición de las ondas emitidas y reflejadas por las zonas de terreno firme, no sólo en dirección perpendicular como en CDAO, sino también en la misma dirección, amplificando en este caso el movimiento del terreno y dando lugar a las zonas de alta intensidad observadas durante el sismo de 1985 (fig. 17).

Estas conclusiones derivadas del mapa de intensidades de 1985 difieren de la atribución que inicialmente se hizo de los daños a un fenómeno de resonancia en torno al periodo de dos seg. Si bien no se le resta la importancia debida a la coincidencia entre los periodos dominantes del terreno y la estructura, basta superponer al mapa de intensidades las curvas de periodos dominantes del terreno (ref. 48) (fig. 18) para darse cuenta que las zonas de máxima intensidad, no solo no se presentan orientadas paralelamente a la curva de dos seg, sino que incluso la zona VI-norte se orienta perpendicu-

larmente a todas las curvas y la VI-sur se sitúa bastante alejada del período de dos seg., extendiéndose sobre la zona de transición.

5.3 Zonificación geotécnica

Como se hizo notar en 4.2, el mapa de intensidades (mapa 3) no coincide con la zonificación geotécnica del RDF76 (fig. 13). Esta situación motivó la revisión de la información geotécnica en las zonas de discrepancia, la cual se llevó a cabo en colaboración con el Ing. Manuel Mendoza y el Dr. Marcos Mázari del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

La información geotécnica disponible (ref. 49) contribuyó a reafirmar la propuesta incluida en el mapa de intensidades de adoptar en el norte el límite entre la zona de lago y transición propuesto por Mooser (ref. 34). De igual manera se consideró adecuada la sugerencia de extender la zona de lago en la colonia Escandón, haciendo coincidir la zonificación geotécnica con la sísmica.

La situación en el sur fue diferente, pues si bien se pudo advertir que la zona de transición alrededor del Cerro de la Estrella considerada en la propuesta del RDF87 (ref. 48) era excesivamente amplia hacia el norte, donde alcanzaba a cubrir la Central de Abastos, el resto de la zonificación geotécnica seguía siendo válida, quedando en este caso en franca discrepancia con el mapa de intensidades sísmicas.

Finalmente las modificaciones de la zonificación geotécnica derivadas del estudio de las intensidades del sismo de 1985 fueron incorporadas a la propuesta del RDF87 con la aprobación del Subcomité de Normas del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana (fig. 19).

5.4 Zonificación sísmica

Con base en el mapa de intensidades (mapa 3) se consideró la necesidad de modificar la zonificación sísmica de la Ciudad de México. La coincidencia en la distribución de los daños de los sismos anteriores (mapa 7) y la observación de que las zonas de máxima intensidad están asociadas a la interacción lateral entre zonas de terreno firme, condujo a pensar en la posibilidad de definir en forma conservadora dos subzonas dentro de la zona del lago que cubrieran las zonas de máxima intensidad (mapa 8). El criterio seguido fue incluir ampliamente las zonas IV, V y VI, adaptando la frontera de la zona VI-sur al contorno del pueblo de Huitzilopochco como se

sugiere en 5.2.

Al calcular los coeficientes de resistencia recomendados para diseño en cada una de las zonas del mapa de intensidades (figs. 20-26), tal como se hizo para toda la zona del lago en 3.2, se obtuvieron los resultados de la tabla 14. El valor de $K_0 = 0.15$ correspondiente a la zona VI en donde se llegó a considerar una intensidad de 9 para el sismo de 1985, coincide con el rango de valores obtenido en China para esa misma intensidad, suponiendo que la ductilidad en las estructuras de concreto fuese el doble que en las de mampostería. Dicho rango es de 0.13 a 0.20 (ref. 31).

De la tabla 14 se desprende que el coeficiente sísmico de 0.4 propuesto en las Normas de Emergencia 1985 (ref. 40) no cubre las zonas de alta intensidad (IV a VI) ni satisface el valor promedio para la zona del lago cuando se considera un valor del factor de ductilidad $Q = 4$. Para $Q = 3$ sigue quedando por abajo de los valores recomendados para las zonas VI.

Los coeficientes de resistencia propuestos para diseño han sido obtenidos mediante el método simplificado de evaluación, cuya aplicación con base en el modo de falla excedido en los edificios con daño grave y en el primer modo de falla en los demás, despreciando los modos de falla superiores, conduce a un límite inferior de la intensidad sísmica. Además, en el factor correctivo S se toman en cuenta problemas de estructuración y deterioro que no suelen considerar los reglamentos y que en promedio significaron una reducción de la capacidad sísmica de los edificios con daño grave al 72%, como se vió en 3.2. Por estas razones se consideró adecuado asignarle a las dos zonas de alta intensidad el valor de $K_0 = 0.15$ correspondiente a las zonas VI, lo que equivale a proponer un espectro de diseño con una ordenada máxima $c = 0.60$ y una ordenada en el origen $a_0 = 0.15$ (fig. 27).

Conviene recordar que los resultados anteriores se basan en la determinación de las fuerzas sísmicas con el método estático. Cuando en la práctica se recurre al análisis dinámico es frecuente obtener fuerzas cortantes en la base de las estructuras del orden del 60% o aún menos de las que produce el análisis estático, a pesar de que el periodo fundamental se encuentre entre los periodos dominantes del espectro de diseño. Por ejemplo, en el edificio INb3 (tabla 11) en la dirección de mayor daño N-S se obtuvo con el análisis dinámico un valor de $K = 0.133$, que precisamente corresponde a una fuerza basal del 60% de la obtenida con el análisis estático. Si la determinación de los coeficientes de resistencia K se hubiera efectuado mediante el análisis dinámico, seguramente se habrían obtenido valores mayores. Suponiendo una reducción

promedio del 60% en las fuerzas cortantes por el uso de dicho modelo de análisis, el valor del coeficiente sísmico propuesto $c = 0.60$ se transformaría en $c = 1.00$, igualando con esto a la ordenada máxima del espectro de respuesta en SCT. De lo anterior se desprende que el uso con el análisis dinámico del espectro de diseño propuesto conduciría a resultados del lado de la inseguridad. Atendiendo a que el método de análisis dinámico, a diferencia del estático, constituye un modelo afín con los conceptos que representa un espectro de respuesta, de manera tentativa se sugiere utilizar con este método de análisis un espectro de diseño que aunque no sea precisamente la envolvente de los de respuesta, se apege a ellos lo más posible. En este trabajo se propone para este fin un coeficiente sísmico $c = 0.80$, que deja afuera únicamente un "pico" bastante estrecho del espectro de SCT en torno al periodo de dos seg (fig. 27). El análisis dinámico espectral que se contempla efectuar en la segunda etapa de este proyecto sobre la deforma de estructuras ya evaluadas detalladamente con el método estático, permitirá elaborar una recomendación más fundamentada.

Esta nueva zonificación sísmica fue acogida inicialmente por el Subcomité de Normas, reduciendo el coeficiente sísmico propuesto para las zonas de alta intensidad de 0.60 a 0.50. Finalmente se acordó incluir la nueva zonificación dentro de la propuesta del nuevo reglamento de construcciones (ref. 48), pero dejando el coeficiente sísmico en 0.40, en vista de que los factores de resistencia y las recomendaciones de diseño de las nuevas Normas Técnicas Complementarias para estructuras de concreto y mampostería llevaban ya a diseños antiecológicos, sobre todo en la reparación o el refuerzo de las estructuras existentes. En esta forma, la presencia de las nuevas zonas de alta sismicidad se justifica sobre todo porque en ellas no se permite disminuir el coeficiente sísmico por efecto de la interacción suelo-estructura, reconociendo que la gran intensidad alcanzada por el sismo en esos lugares se debió en buena parte a la interacción lateral de las irregularidades geotécnicas. Por la misma razón, la extensión de la zona sur sobre terreno de transición rompe el vínculo que existía entre la zonificación sísmica y la geotécnica (fig. 28).

6 CONCLUSIONES

La elaboración del mapa de intensidades con base en la evaluación cuantitativa de las estructuras dañadas por el sismo de 1985 eliminó la subjetividad existente en las zonificaciones de daños que solo consideran la densidad de éstos. El resultado obtenido demostró que la ubicación de las zonas de máxima intensidad fue determinada por la interacción lateral de zonas de terreno firme, lo suficientemente cercanas entre sí para propiciar la reflexión y la superposición de las ondas sísmicas, amplificando de esta manera el movimiento del terreno blando situado entre ellas. Con base en esta situación se propuso una nueva zonificación sísmica de la Ciudad de México que define dos nuevas zonas de alta intensidad, independientes de la zonificación geotécnica, en las cuales se considera necesario aumentar el coeficiente sísmico de las Normas de Emergencia 1985 hasta 0.60.

Si bien es cierto que esta recomendación se basa solamente en la interpretación de las intensidades del sismo de 1985, a la luz de los sismos de 1957 y 1979, las cronologías de sismos históricos refieren que hay alrededor de tres o cuatro sismos por siglo que podrían ser capaces de producir en la Ciudad de México aceleraciones similares a las del temblor del 19 de septiembre (ref. 50). Además, los estudios de sísmicidad recientes (refs. 50 y 51) sugieren que se ha acumulado suficiente energía elástica en la brecha de Guerrero como para temer la proximidad de un terremoto similar al de 1985. En estas circunstancias, cabría esperar que el nivel de seguridad del Reglamento de Construcciones para el D.F. fuera cuando menos el que se deriva del estudio de las intensidades del sismo de 1985.

En la propuesta del nuevo Reglamento de Construcciones para el D.F., el Subcomité de Normas adoptó la zonificación sísmica resultado de este estudio, pero sin modificar el coeficiente sísmico, utilizándola así para eliminar la posibilidad de recurrir al análisis de interacción suelo-estructura en las dos nuevas zonas de alta intensidad donde el efecto dominante es la interacción lateral entre zonas de suelo firme. Esta decisión se tomó considerando que el coeficiente sísmico de 0.40 es suficiente para lograr un nivel de seguridad aceptable cuando se usa en combinación con los requisitos de diseño correspondientes. Sería recomendable que en las futuras versiones del reglamento de construcciones, producto de la actualización a que continuamente deberá estar sujeto, los márgenes de seguridad se ajusten más a la configuración sísmica de la Ciudad de México que este trabajo ha contribuido a definir, eliminando la necesidad de manejar requisitos de di-

seño muy conservadores para justificar el uso de un solo coeficiente sísmico en toda la zona del lago, lo que no refleja las diversas intensidades que se producen en ella