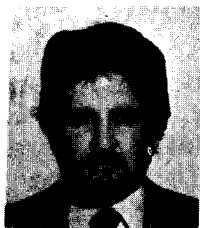
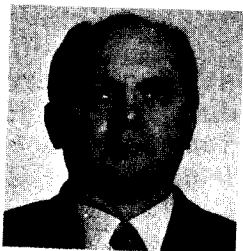


ANALISIS DE LA RESPUESTA DE ALGUNOS EDIFICIOS DAÑADOS
POR EL SISMO DE 1985 EN LA CIUDAD DE MEXICO



Roberto Meli y Jorge A. Avila*

RESUMEN

Con el fin de tratar de explicar el desempeño que tuvieron diversos edificios de la ciudad de México en el sismo de 1985, se han realizado análisis lineales y no lineales de la respuesta de algunos edificios. Se describen en este artículo los tipos de análisis realizados y los resultados generales para un grupo de siete edificios. Se presentan con cierto detalle los resultados específicos para tres casos que se consideran representativos de los edificios de concreto de mediana altura en la ciudad. Se compara la respuesta calculada con el comportamiento observado y con resultados de mediciones de vibración ambiental.

Se comenta sobre las diferencias básicas de comportamiento de tres sistemas estructurales típicos para edificios de concreto: las estructuras a base de marcos, las de marcos y muros de rigidez y las de losa reticular. Aunque en términos globales hubo semejanza entre el comportamiento calculado y el observado, se encontraron algunas diferencias significativas atribuibles a que la resistencia real para algunos estados límite fue mayor que la calculada. Se encontró que el efecto de la interacción suelo-estructura es particularmente significativo en los edificios rígidos y esbeltos sobre pilotes de fricción y que la capacidad a carga lateral de los edificios para los estados límite que fueron excedidos por efecto del sismo, se encontraba en un intervalo bien definido para todos los edificios.

INTRODUCCION

El estudio detallado de la respuesta sísmica de edificios específicos ante los sismos de 1985 es necesario para

*Instituto de Ingeniería, UNAM

comprobar si los métodos actuales de análisis predicen con una aproximación aceptable el desempeño observado de las edificaciones, así como para calibrar los procedimientos de diseño sísmico especificados por las normas, mediante la determinación de los niveles de resistencia con los que contaban edificios que sufrieron distinto grado de daño durante dichos eventos.

Un número importante de edificios ha sido estudiado por diferentes grupos de investigadores, tanto del Instituto de Ingeniería como de otros centros. Por ejemplo, se han realizado diversos estudios que incluyen el análisis de edificios seleccionados específicamente para evaluar aspectos particulares del comportamiento, tales como efectos de torsión, de inestabilidad y de irregularidades en la estructuración, o para comprobar resultados de mediciones de la respuesta con diversas técnicas.

En este artículo se describen los resultados del análisis de un grupo de edificios que se seleccionó por ser representativos de los sistemas constructivos más usuales en la ciudad de México y por ser edificios regulares, en los que la respuesta no es afectada por problemas particulares como los antes descritos. Adicionalmente se establecieron las siguientes condiciones para la selección de los edificios: que se contara con una documentación completa y confiable de su proyecto y construcción, que se apreciara una calidad aceptable de la construcción, sin defectos que pudieran haber afectado el comportamiento, que se tuviera acceso fácil para inspeccionar el inmueble y para realizar pruebas no destructivas, y que se tratara del tipo de construcción más afectado por el sismo o sea edificios de concreto de altura intermedia a base de marcos o de losa plana aligerada.

Con estas bases se han estado analizando hasta la fecha siete edificios. De cada uno se hizo un levantamiento detallado de daños y se realizaron mediciones de vibración ambiental para determinar sus periodos naturales. Se elaboró un modelo tridimensional del edificio en el que se efectuaron análisis lineales de la respuesta dinámica ante distintos tipos de excitaciones sísmicas, incluyendo los efectos de la interacción con el suelo y los de segundo orden ($P-\Delta$). De estos análisis se determinaron los periodos y formas modales, las historias de respuesta en el tiempo y los estados límite críticos, así como las intensidades sísmicas necesarias para alcanzar dichos estados límite.

Para tres de los edificios se llevó a cabo, además, una serie de análisis no-lineales estáticos hasta el colapso, sobre modelos planos representativos de los principales sistemas resistentes a cargas laterales en cada

dirección. Estos análisis se realizaron para un conjunto de cargas laterales proporcional al derivado del análisis dinámico lineal con espectro de respuesta. Del análisis es tático no lineal se obtuvo la historia de formación de articulaciones plásticas y se determinó la capacidad de carga y de deformación del edificio al colapso.

Para los mismos sistemas planos representativos de cada dirección se efectuaron análisis dinámicos no lineales pa ra determinar la historia de desplazamientos y para com- pararla con la lineal, así como para estimar las demandas de ductilidad. En estos análisis no lineales se supuso un comportamiento elastoplástico, para la resistencia de fluencia determinada con los procedimientos especificados por las normas, pero sin considerar factores de seguridad (de carga y de resistencia).

Los estudios al respecto se comenzaron inmediatamente des- pués del sismo y todavía se continúan, con análisis más refinados o enfocados a problemas más específicos. Se han publicado diversos informes al respecto. El más completo se preparó para el número especial de la revista Earth- quake Spectra dedicado al sismo de México (Meli y Avila, 1989). Aquí se resumirán los resultados generales y se describirán con cierto detalle los estudios relativos de tres de los siete edificios.

ASPECTOS GENERALES DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL A LOS MOVIMIENTOS SISMICOS EN LA ZONA DEL LAGO

Como es sabido, el movimiento sísmico del terreno en la zona del lago de la ciudad de México tiene característi- cas muy diferentes de las que se presentan en otros si- tios. El movimiento es casi armónico con un periodo do- minante igual al periodo fundamental de vibración de los depósitos de arcilla subyacentes y es de muy larga dura- ción. El periodo dominante varía de uno a otro sitio pe- ro es siempre largo (mayor de 2 seg) y da lugar a grandes desplazamientos del suelo, aunque no a aceleraciones extraordinariamente elevadas.

El registro que se ha considerado como típico del movi- miento del terreno en la zona más afectada por el sismo del 19 de septiembre de 1985 es el componente EW del ace- lerograma en SCT. Este acelerograma es el que se empleó para los análisis de los edificios aquí estudiados; se hicieron algunos análisis con otros de los registros dispo- nibles, obteniendo en general una respuesta semejante pe- ro menos desfavorable.

La respuesta de sistemas simples de uno y de varios grados de libertad ante este acelerograma particular ha sido es- tudiada con detalle tanto para comportamiento elástico

lineal, como para distintos tipos de comportamiento no lineal (Avila y Meli, 1988). Vale la pena recordar algunos de los resultados de estos análisis.

La Fig 1 muestra los espectros de aceleración para un sistema elástico ($\mu = 1$) y para sistemas con comportamiento elastoplástico con distinto factor de ductilidad. Se observa que para un periodo igual al dominante del subsuelo (2 seg), el espectro elástico tiene una ordenada extraordinariamente alta, que corresponde a una aceleración máxima igual a aproximadamente seis veces la máxima registrada en el terreno. En los espectros elastoplásticos las ordenadas se reducen drásticamente sobre todo para periodos largos; para un factor de ductilidad de cuatro, $\mu = 4$, el pico de la respuesta para un periodo de dos segundos desaparece completamente, y la ordenada es descendente en forma continua para periodos mayores de 1.5 seg.

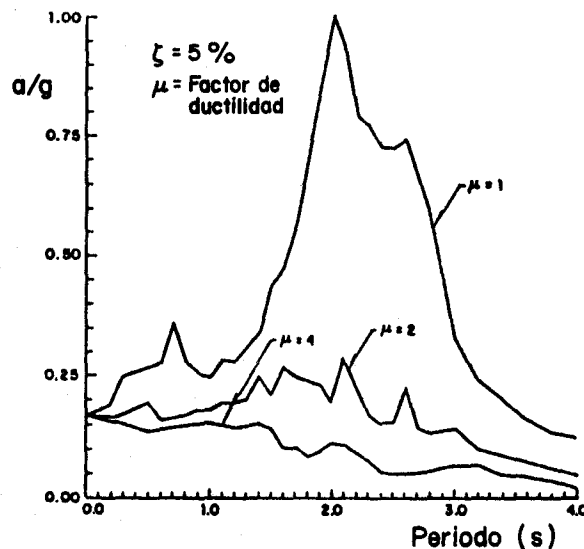


Fig 1. Espectros de respuesta para el registro SCT-EW. Comportamiento elastoplástico perfecto

El comportamiento elastoplástico perfecto es una condición ideal difícil de alcanzar en la práctica, sobre todo para estructuras de concreto. En la Fig 2 se compara el espectro para un comportamiento perfectamente elastoplástico, con $\mu = 4$, con los espectros calculados para un comportamiento con la misma ductilidad pero con una rigidez que se degrada a medida que aumenta la deformación máxima y para un comportamiento en que la zona de fluencia tiene una pendiente negativa con 10% de la rigidez inicial. Se aprecia que el espectro de respuesta para comportamiento con deterioro de rigidez muestra poca diferencia con respecto al elastoplástico perfecto, mientras que en el que

tiene pendiente negativa, las ordenadas espectrales para periodos largos son significativamente más grandes; para el intervalo de periodos entre 1.5 y 2.5 seg son hasta tres veces las del espectro elastoplástico perfecto.

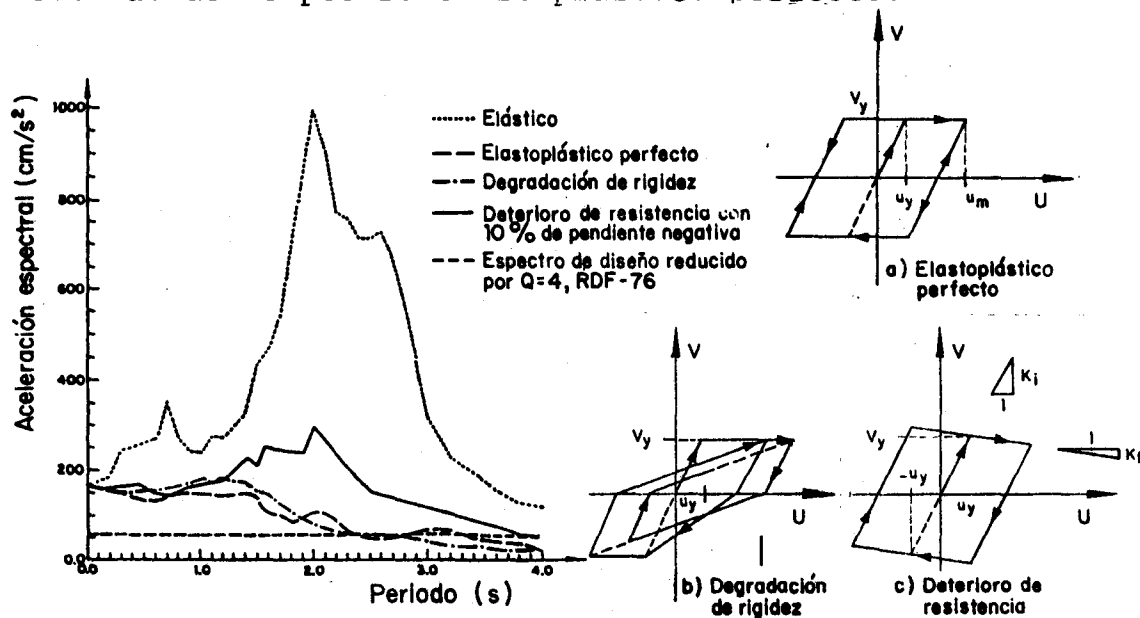


Fig 2. Espectros de respuesta para diferentes comportamientos inelásticos. Registro GCT-EW

Los resultados mostrados implican que la disipación de energía por el comportamiento inelástico es extraordinariamente efectiva en reducir la respuesta para sistemas con periodos largos y con comportamiento perfectamente elastoplástico. Para sistemas con periodos cortos, menores de un segundo, la reducción por comportamiento inelástico es mucho menos significativa. Para sistemas cuya capacidad se va reduciendo a medida que aumentan las deformaciones inelásticas, la disipación de energía por este concepto es también poco efectiva. Tal es el caso de edificios cuya capacidad se ve afectada por la destrucción progresiva del concreto de las columnas o de aquellos en que hay efectos de segundo orden ($P-\Delta$) importantes.

RESULTADOS GENERALES

La tabla 1 resume las principales características de los siete edificios analizados, junto con algunos de los resultados de los análisis y de las mediciones. En términos generales puede decirse que todos cumplían con los requisitos reglamentarios relativos a la resistencia a cargas laterales para la fecha en que fueron construidos. Sin embargo todos los edificios presentaban algún daño estructural que se podía calificar desde moderado hasta

grave. Por otra parte en la mayoría de los casos, las estructuras eran más flexibles de lo aceptado por las normas, ya que se excedían los desplazamientos de entrepiso permitidos. Esto último se refleja también en los periodos fundamentales de vibración que resultan en general arriba de los normales dada la altura de cada edificio. La comparación de los periodos medidos bajo vibración ambiental con los calculados, revela que los primeros son casi siempre superiores, hecho atribuible en parte al estado de daño que presentaban los edificios y en parte a que los valores calculados de la tabla corresponden al modelo empujado en la base y no toman en cuenta los movimientos de la cimentación. Más adelante se harán comentarios adicionales sobre los periodos de vibración de los tres edificios que se presentan en detalle.

Tabla 1.
Características principales de los edificios

Identificación	No. de niveles	Dirección con máximos daños	Periodos de vibración (seg) y deformaciones angulares					
			Dirección N-S			Dirección E-W		
			Medido	Análítico	Máxima deformación de entrepiso	Medido	Análítico	Máxima deformación de entrepiso
MM 10-01	12+ sótano	E-W (long.)	1.3	0.99	0.0011**	2.1	1.63	0.0023*
MM 09-02	11	E-W (volteo)	---	1.14	0.0018**	---	1.17	0.0014**
LR 12-01	14+ sótano	E-W (transv.)	1.7	1.44	0.0049***	2.3	2.00	0.0109***
LR 07-04	9+ sótano	N-S	2.1	1.44	0.0023*	1.3	0.98	0.0015**
LR 11-05	13+ sótano	E-W (transv.)	2.5	2.08	0.0030**	2.6	2.00	0.0027*
LR 08-06	10	N-S (transv.)	0.8 ^Δ	1.20	0.0103***	0.6 ^Δ	0.58	0.0026***
LR 10-07	13+ sótano	E-W	2.2	1.45	0.0024**	1.9	1.78	0.0023*

* Espectro de diseño con 0.06 g de ordenada máxima. Deformación angular permisible de 0.002
 ** Espectro de diseño con 0.08 g de ordenada máxima. Deformación angular permisible de 0.002
 *** Espectro de diseño con 0.24 g de ordenada máxima. Deformación angular permisible de 0.008
 Δ. Periodos medidos después de reparar y reestructurar el edificio

La relación entre los periodos fundamentales de los edificios (en segundos) y el respectivo número de pisos fue en promedio de 0.18 para los edificios sin muros de rigidez.

EVALUACION DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 10 PISOS

Se trata de un edificio regular en planta y en elevación con sistema estructural diferente en dos direcciones ortogonales. En la dirección longitudinal la estructura está constituida por marcos bastante robustos y con claros considerables, mientras que en la transversal la resistencia a cargas laterales es proporcionada esencialmente por cuatro muros de concreto de gran espesor (45 cm). El edificio había sido diseñado con el Reglamento del DF de 1966 para un coeficiente sísmico de 0.078 en dirección longitudinal y 0.104 en la transversal (había sido calificado como de Grupo A). La cantidad y detallado del refuerzo pueden considerarse arriba del promedio para los edificios de la ciudad de México, especialmente en lo referente al refuerzo transversal en vigas y columnas. Las características principales del edificio se muestran en la Fig 3. Aparte de cierto daño local en el cubo de escaleras que es atribuible al pobre anclaje de unas vigas adicionales a medio nivel, el comportamiento del edificio está caracterizado por la evidencia de la formación de articulaciones plásticas por flexión en los extremos de las vigas de los marcos en la dirección longitudinal entre los pisos uno y seis (véase Fig 4). Se aprecia aplastamiento del concreto tanto en el lecho superior como en el inferior y pandeo de algunas barras en el lecho inferior. Son también atribuibles al efecto sísmico en dirección longitudinal diversas grietas diagonales de poco espesor en algunas columnas y uniones viga-columna, así como los signos de formación de articulaciones plásticas en la base de las columnas de planta baja. No se encontró daño alguno que fuera atribuible al efecto sísmico en dirección transversal.

La tabla 2 muestra los periodos de vibración calculados y los medidos después de la remoción del contenido del edificio. Se aprecia que en la dirección longitudinal el periodo medido (2.1 seg) es elevado y es algo superior al calculado aun para el caso en que el análisis toma en cuenta las deformaciones de la cimentación. La diferencia es atribuible a la reducción de rigidez en la estructura por efecto de las articulaciones plásticas. En la dirección transversal el periodo medido es considerablemente menor (1.3 seg) y coincide con el que se calcula tomando en cuenta la deformación del suelo. Los periodos calculados revelan la importancia de considerar la deformación de la base de la estructura, especialmente en edificios rígidos con una relación elevada entre la altura y el ancho de la base. El incremento en el periodo por este efecto fue de 30 por ciento.

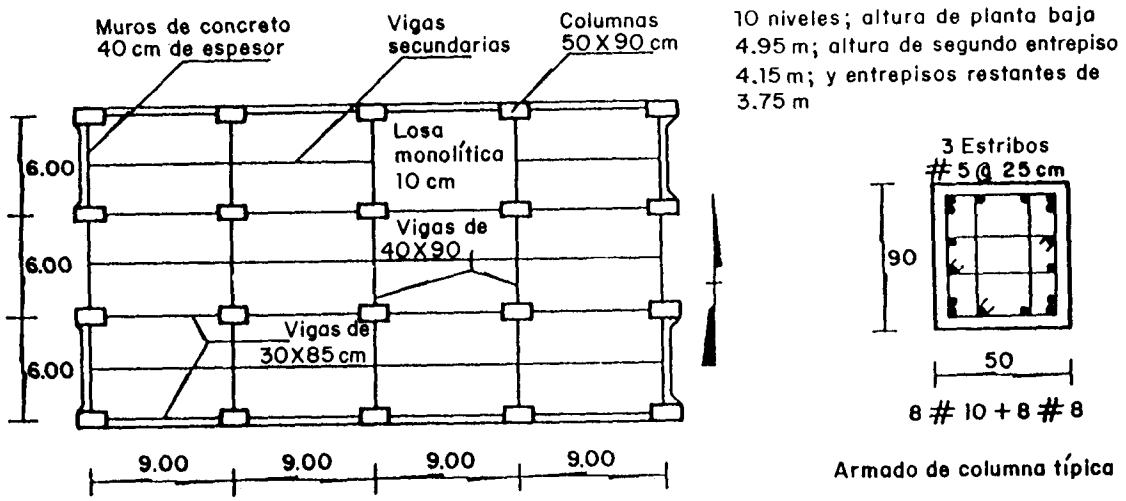


Fig 3. Edificio de oficinas de 10 pisos. Esquema de la estructura



Fig 4. Articulaciones plásticas en extremos de vigas

Tabla 2.

Coefficientes sísmicos resistentes y periodos de vibración del edificio de 10 niveles con muros de cortante y marcos

Dirección	Modo de falla	Elemento estructural	Coeficiente sísmico resistente*	Periodos medidos (seg)	Periodos analíticos (seg)	
					base fija	interacción
longitudinal	flexión	vigas	0.11	2.1	1.67	1.84
	cortante	columnas	0.15			
transversal	flexo-compresión	muros (base)	0.15	1.3	1.02	1.31
	cortante	muros (base)	0.20			
	flexión	vigas de acoplamiento	0.15			

*Se incluye la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura

Se calcularon los coeficientes de cortante basal resistente para diferentes modos de falla. Dichos coeficientes se expresan en términos de la fuerza lateral total aplicada al edificio cuando se presenta el estado límite considerado, dividida entre el peso total del edificio. Los coeficientes se consignan en la tabla 2. Se aprecia que en la dirección longitudinal resulta crítica la falla por flexión en los extremos de las vigas para un coeficiente de 0.11. Para la dirección transversal resultaron críticos los coeficientes para la fluencia por flexión de las vigas de acoplamiento entre los muros y los de la fluencia de la base de los muros (en ambos casos iguales a 0.15). La ausencia de evidencias de daños que deberían haber correspondido a estos estados límite, tiende a indicar que las fuerzas laterales efectivas introducidas por el sismo en dirección transversal no alcanzaron las que corresponden a un coeficiente de cortante de 0.15.

Los análisis paso a paso no lineales suponiendo comportamiento elastoplástico para un marco longitudinal típico sometido al acelerograma de SCT dieron como resultado la historia de deformaciones en el techo mostrada en la Fig 5 en comparación con la obtenida suponiendo comportamiento elástico. Se aprecia que las deformaciones máximas son menores para el comportamiento inelástico, reflejando el elevado amortiguamiento adicional que se induce en la estructura cuando esta excursions en ciclos de deformación de tipo elastoplástico. En la fig 6 se comparan la configuración de articulaciones plásticas que se forman en el modelo teórico con las que corresponden al estado de daño observado en el edificio. Se aprecia una aceptable similitud entre ambas, aunque el número de articulaciones plásticas observadas en las vigas es menor que el obtenido analíticamente, indicando que la resistencia real de estas fue probablemente mayor que la calculada. Las rotaciones calculadas en dichos análisis fueron transformadas en curvaturas suponiendo una longitud de articulación

plástica igual a la mitad del peralte de la viga. Se pudo determinar así una historia de deformaciones inelásticas en una sección crítica dada. La gráfica de la Fig 7 muestra que en el extremo de una viga se presentaron teóricamente 15 ciclos de deformación inelástica con una curvatura máxima igual a 20 veces la de fluencia. Probablemente el número de ciclos inelásticos reales fue menor porque se subestimó el momento de fluencia real.

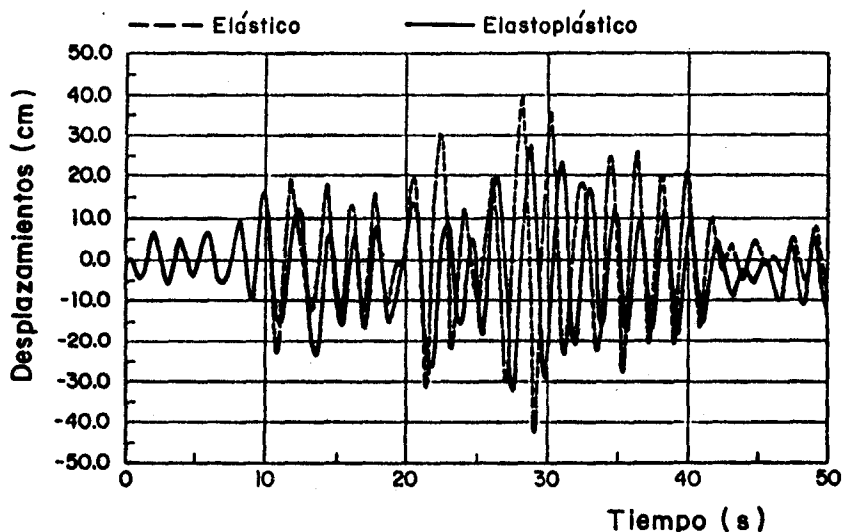


Fig 5. Historias de desplazamientos calculados en la punta del edificio

Las curvas carga-deformación de la Fig 8 se obtuvieron del análisis inelástico estático para un marco longitudinal y para un eje transversal de muros. Se aprecia la diferencia en resistencia entre las dos direcciones, la notable ductilidad en ambos casos y la considerable reserva de resistencia después de la fluencia. En la dirección longitudinal la capacidad máxima excedió en más de 60 por ciento la de fluencia.

En resumen, puede decirse que el comportamiento calculado corresponde razonablemente al observado. Es notable la diferencia entre el comportamiento del sistema resistente transversal a base de muros en el que no se observó daño alguno, y el del sistema longitudinal a base de marcos que presentó daño elevado por la fluencia de las vigas.

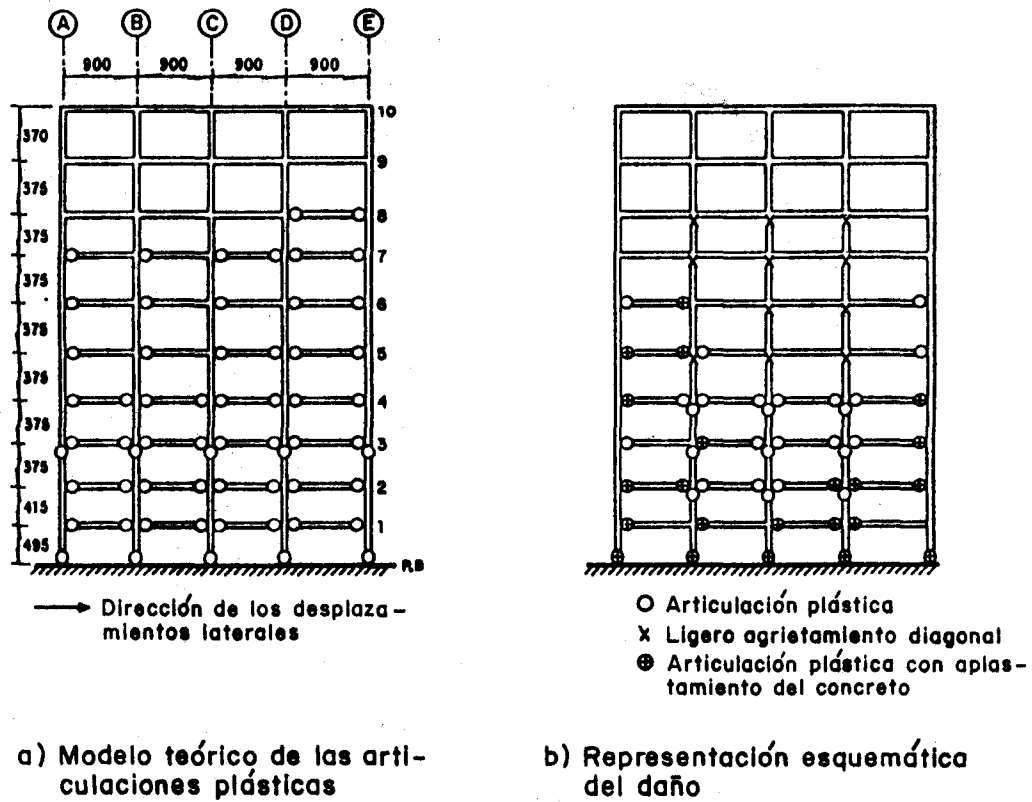


Fig 6. Configuración de articulaciones plásticas calculadas y observadas en el edificio

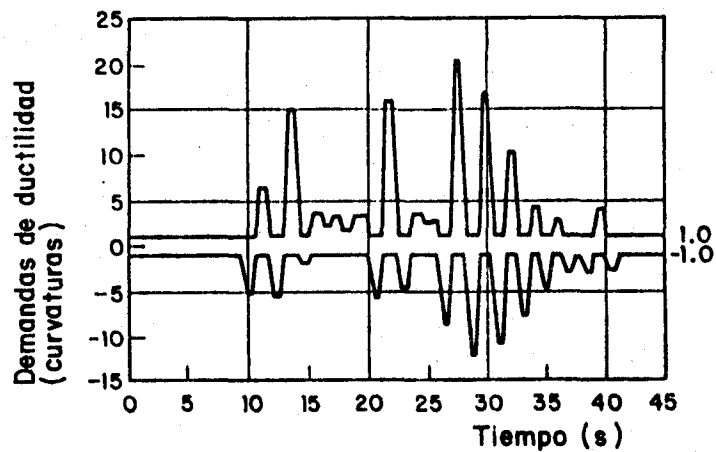


Fig 7. Historia de demandas de ductilidad de curvatura calculadas para el extremo de una viga del primer piso

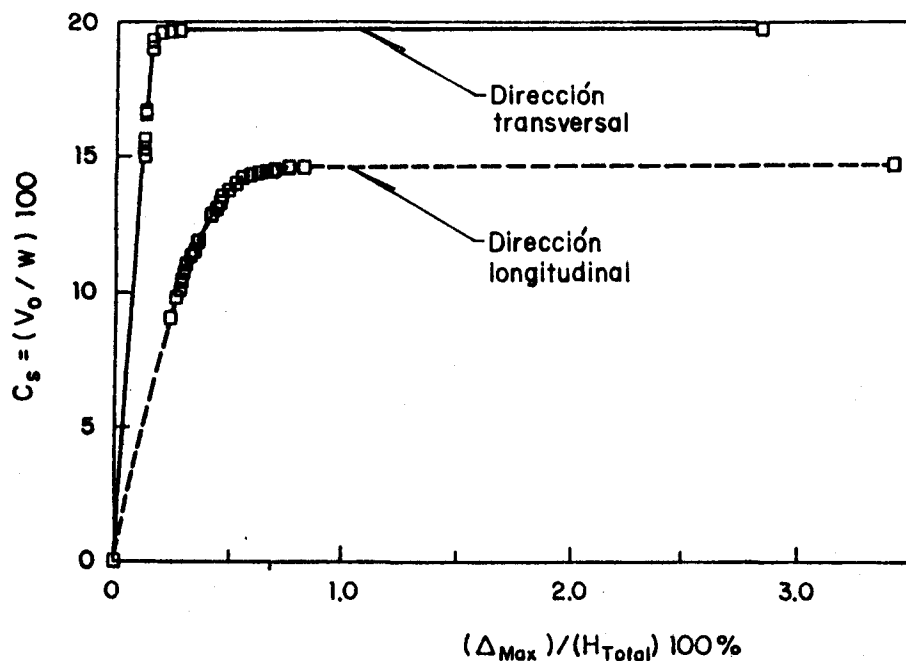


Fig 8. Relación carga-deformación calculada para marcos típicos en cada dirección

EVALUACION DE UN EDIFICIO DE LOSA RETICULAR DE 11 PISOS

El edificio tiene una planta rectangular alargada. Estaba en gran parte destinado a fábrica de ropa y probablemente tenía una carga viva muy elevada al momento del sismo. El sistema estructural está constituido por una losa reticular de 40 cm de espesor y por columnas circulares o cuadradas. Los tableros de losa son regulares y había muros de relleno de mampostería en los ejes extremos en la dirección larga. Según los planos estos muros debían estar desligados de la estructura principal. Aparentemente sí fueron desligados pero sin tomar las debidas precauciones para evitar su volteamiento, ya que fueron destruidos casi totalmente por el sismo.

La cantidad y distribución del refuerzo parecen adecuadas. Las columnas (de 1 m de diámetro en los pisos inferiores) tienen un refuerzo longitudinal poco espaciado y un zuncho con un paso de 10 cm. La losa reticular tiene un refuerzo especial de cortante en los capiteles alrededor de la columna. Sin embargo el ancho del capitel en la dirección transversal es muy reducido. La Fig 9 muestra las características principales de la estructura.

El daño se concentró entre el segundo y el sexto piso y se debió principalmente al efecto sísmico en la dirección transversal. Se apreció cierto agrietamiento por cortante de las columnas y aplastamiento del concreto en la interfase entre las columnas y la losa. El daño más evidente fue el agrietamiento por cortante de las nervaduras de la losa

reticular, en la dirección transversal y fuera de la zona maciza del capitel. También se encontraron signos de la formación de líneas de fluencia de momento negativo en la parte superior de la losa y en dirección transversal.

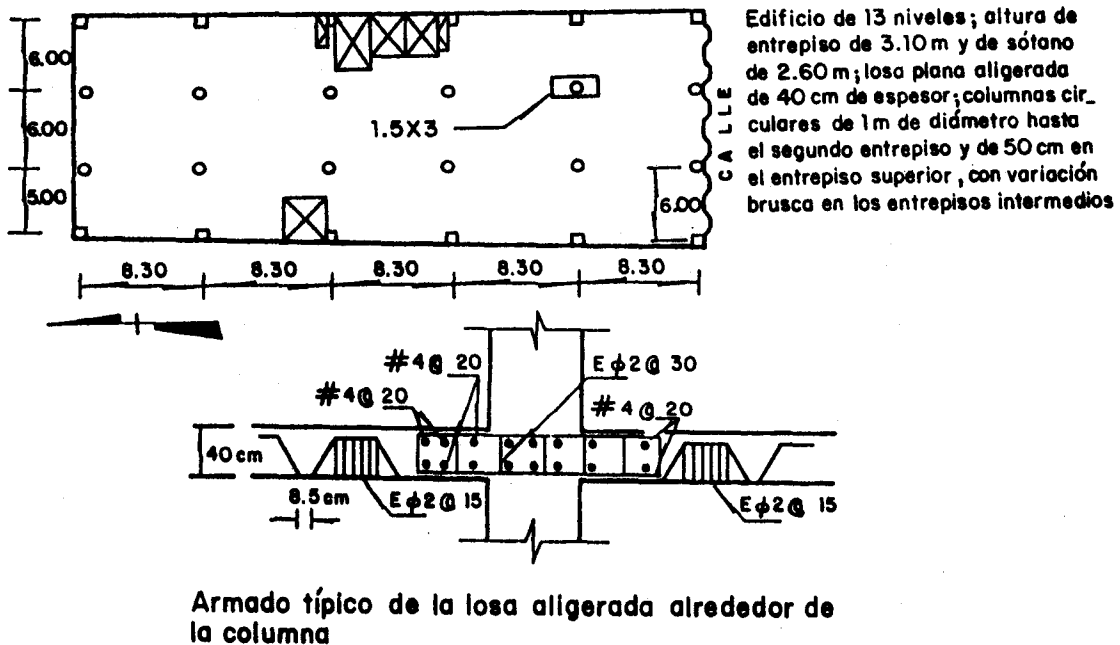


Fig 9. Edificio de losa reticular de 11 pisos. Esquema de la estructura

Los periodos fundamentales de vibración medidos después del sismo y de la remoción del contenido del edificio, fueron 2.6 y 2.5 seg en la dirección transversal y longitudinal del edificio, respectivamente. Los periodos calculados del análisis dinámico de un modelo tridimensional del edificio, considerado empotrado en su base, fueron 2.1 y 2.0 seg, para las mismas direcciones. Estos periodos subieron a 2.3 y 2.2 seg, respectivamente, cuando se tomó en cuenta la rotación y el desplazamiento lateral de la base. En el modelo analítico se consideró que una franja de losa con un ancho igual al de la columna más una porción de vez y media el peralte de la losa, a cada lado de la columna, constituye una viga equivalente que forma marco junto con las columnas. Esta hipótesis ha mostrado ser algo conservadora para niveles de esfuerzos muy bajos como los inducidos por la vibración ambiental (Meli y Rodríguez, 1988). Nuevamente, los periodos medidos son mayores que los calculados, por el efecto del daño sufrido por el

edificio.

El análisis dinámico espectral indica, también en este caso, que los desplazamientos laterales del edificio exceden a los permisibles según el reglamento en vigor, revelando que probablemente en el diseño se había sobrestimado considerablemente la contribución de la losa a la rigidez lateral del edificio.

La Fig 10 muestra la historia de desplazamientos para un marco típico interior en dirección transversal, para el acelerograma de SCT y tomando en cuenta la rotación de la base. Si se supone un comportamiento lineal, el desplazamiento máximo en la punta del edificio alcanza los 150 cm. En otro análisis en que se tomaron en cuenta los efectos de segundo orden ($P-\Delta$) los desplazamientos aumentaron un 20% adicional. En la misma figura se muestra la historia de desplazamientos del marco citado para un análisis en que se supuso un comportamiento elastoplástico de vigas y columnas con los momentos de fluencia calculados a partir de las fórmulas del Reglamento. El desplazamiento máximo se reduce casi a la mitad con respecto al análisis elástico, poniendo en evidencia la extraordinaria eficiencia del amortiguamiento adicional introducido por la fluencia de las secciones críticas. Los efectos $P-\Delta$ no fueron significativos en este caso.

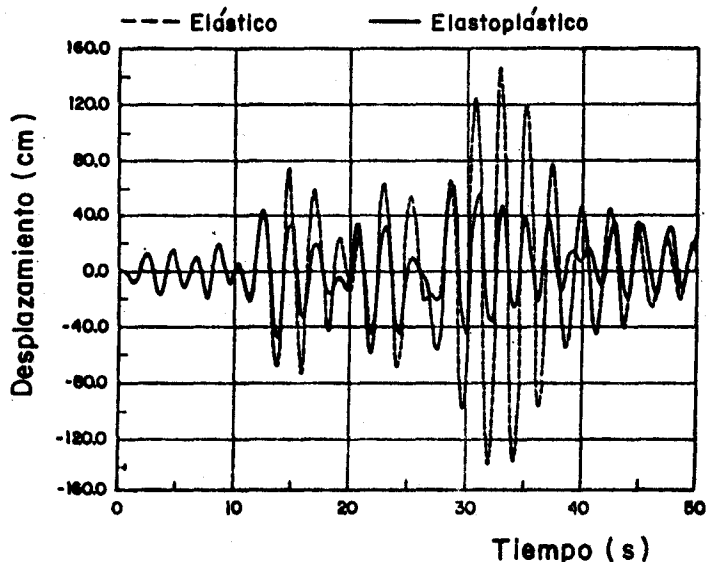


Fig 10. Historia de desplazamientos calculados en la punta del edificio. Acelerograma SCT-EW

El cálculo de la resistencia de los elementos estructurales para diferentes estados límite indicó que la

capacidad a carga lateral del edificio es significativamente menor en la dirección transversal que en la longitudinal. El modo crítico de falla fue el cortante en las nervaduras, cuya capacidad se alcanzó para un coeficiente de cortante basal de 0.08. La capacidad en flexión de la losa correspondió a un coeficiente de 0.11 y la de las columnas en cortante a un valor de 0.15 para el coeficiente de cortante basal. Puede afirmarse que, gruesamente, la configuración de daños que presentó el edificio corresponde a los modos de falla que resultaron más críticos según el análisis.

EVALUACION DE UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE 10 PISOS

Se trata de un edificio de ocho pisos, de losa reticular de 33 cm de espesor, y con una gran cantidad de paredes divisorias de tabique en ambas direcciones, excepto para la dirección transversal de la planta baja que se dejó libre para servir de estacionamiento. Por la misma razón, la dimensión de las columnas en dirección transversal se mantuvo muy reducida, dando lugar a lo que se denomina una estructura de planta baja débil en la cual la rigidez y capacidad a cargas laterales del primer entrecimso es significativamente menor que la de los superiores. De esta manera el comportamiento inelástico del edificio se concentra en un solo entrecimso mientras que el resto se mantiene esencialmente elástico. La Fig 11 muestra las características esenciales de la estructura y la distribución de muros divisorios en la planta tipo.

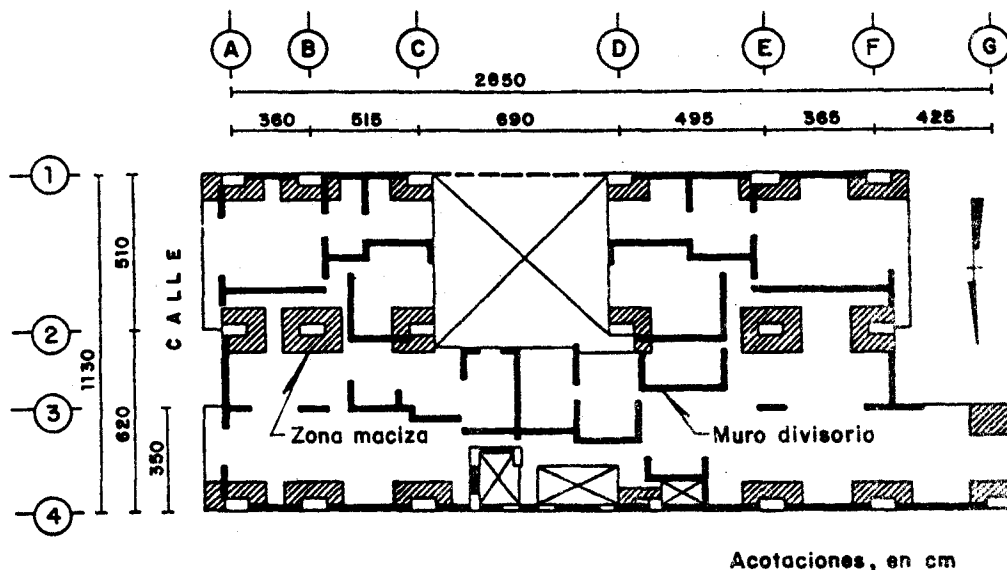


Fig 11. Edificio de departamentos de 10 pisos. Planta típica

El daño estructural consistió en agrietamiento severo de las columnas por cortante y por flexocompresión, debido al efecto del sismo en la dirección transversal. El daño se concentró en la planta baja, aunque hubo cierto agrietamiento también en los pisos inmediatamente superiores. La losa reticular del primer piso mostró algún agrietamiento por cortante. Las paredes divisorias en la dirección corta tuvieron gran agrietamiento mientras que en la dirección larga no mostraron daño. En general todo el daño es atribuible al efecto del sismo en la dirección transversal.

El modelo analítico tomó en cuenta el efecto de los muros divisorios. Los periodos calculados fueron de 1.2 y 0.6 seg para las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. El efecto de la interacción suelo-estructura no fue muy importante en este caso, porque el edificio está apoyado en pilotes de punta. Las mediciones de vibración ambiental se realizaron después de que el edificio había sido reforzado incrementando el tamaño de las columnas y aislando las paredes divisorias interiores (pero no las de los ejes extremos longitudinales). Los periodos medidos fueron 0.84 y 0.57 seg, indicando que se logró una rigidez importante en la dirección transversal, con respecto a lo que se tenía antes de la reestructuración.

El análisis no lineal paso a paso indicó que la mayor fuente de comportamiento inelástico fue el progresivo agrietamiento de los muros divisorios y que las demandas de ductilidad en los elementos estructurales principales no fueron muy elevadas. La Fig 12 muestra esquemáticamente la sucesión del daño en la estructura.

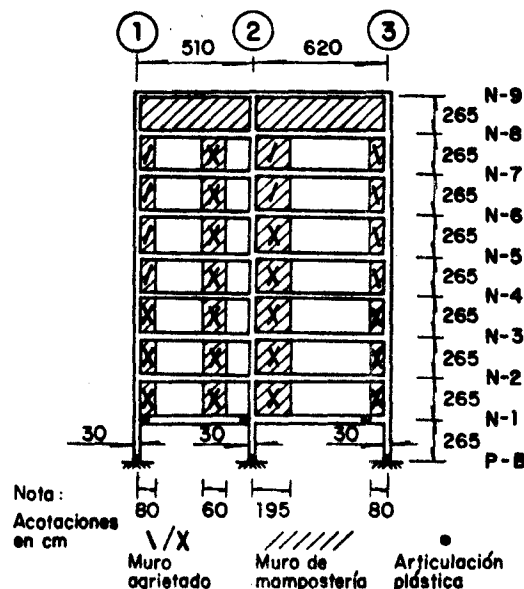


Fig 12. Configuración de daños calculada para el edificio

Los coeficientes de cortante basal resistente resultaron, como era de esperarse críticos para la dirección transversal. El agrietamiento de los muros divisorios correspondió a un coeficiente de 0.05 y el de falla por cortante de las columnas de planta baja a 0.12.

CONCLUSIONES

Una comparación cuantitativa entre el comportamiento observado y el calculado es posible sólo en términos de los periodos de vibración y, aun en este caso, la comparación es solo aproximada, ya que la medición de periodos sólo se pudo realizar después del sismo y fue afectada por el estado de daño del edificio. Por otra parte hay que tener en cuenta que los periodos medidos corresponden a amplitudes de vibración muy pequeñas mientras que los calculados se supone representan una respuesta para un nivel de solicitaciones más elevado. Dentro de estas limitaciones puede decirse que los periodos calculados y los medidos son razonablemente parecidos y que las diferencias se explican por las condiciones particulares de cada edificio. Al respecto cabe observar que los periodos fueron en prácticamente todos los casos muy elevados reflejando la práctica muy difundida en la ciudad de México de proyectar edificios muy flexibles, los que son particularmente sensibles al tipo de movimiento del terreno que ocurre en la zona de lago del valle, el cual tiene periodos dominantes elevados.

Otros aspectos de la respuesta solo pueden ser comparados cualitativamente, ya que ningún edificio de la ciudad estaba instrumentado para medir su respuesta sísmica. En términos generales puede decirse que hubo una concordancia razonable entre la respuesta calculada y el comportamiento observado. La dirección que resultaba más crítica según el análisis siempre correspondió a la más dañada. Los modos de falla más críticos según el análisis correspondieron al tipo de daño observado, aunque con frecuencia no se encontró evidencia del daño indicativo de algunos estados límite que debieron haberse sobrepasado según el análisis. Puede decirse que la resistencia real de los elementos fue en general subestimada con los métodos de cálculo empleados. Las diferencias fueron particularmente notables en lo que se refiere a la capacidad en flexión de las vigas y de las losas reticulares. La sobrerresistencia de los elementos es atribuible a que las fórmulas de los reglamentos son conservadoras, a que las resistencias de los materiales son mayores que las nominales y a que hay contribuciones a la resistencia que no se toman en cuenta en el cálculo, como las de las losa a la resistencia en flexión de las vigas.

En lo que respecta a la capacidad de los edificios a cargas

laterales y a su relación con el daño observado, puede decirse que se presentaron daños para aquellos estados límite cuya capacidad teórica correspondía a coeficientes de cortante basales de 0.10 o menores y que para aquellos correspondientes a coeficientes de 0.15 o mayores no se observaron daños.

El número de casos estudiados en detalle es insuficiente para tomar la observación anterior como una conclusión general. Es sin embargo indicativa de las resistencias necesarias para un comportamiento adecuado ante sismos como el de 1985.

Los análisis inelásticos indican que los edificios típicos poseen una notable reserva de capacidad arriba de la que corresponde al primer estado límite (de al menos 50 por ciento). Los mismos análisis indican, por otra parte, que el número de ciclos de deformación inelástica a los que se pueden ver sujetos edificios con niveles de resistencia similares a los prescritos por los reglamentos anteriores es muy elevado y también lo son las demandas de ductilidad. Por ello, sólo si las estructuras están cuidadosamente diseñadas y detalladas de manera de garantizar un comportamiento inelástico dúctil y estable pueden entrar en juego dichas reservas de capacidad.

REFERENCIAS

Meli, R. y J.A. Avila "Analysis of Building Response" Earthquake Spectra, vol 4, No 3, feb 1989 pp 1-19

Avila, J.A. y R. Meli "Análisis de la respuesta de edificios típicos ante el sismo del 19 de septiembre de 1985" Instituto de Ingeniería, Informe Interno, jul 1987

Meli, R. y M. Rodríguez R. "Performance of Waffle Flat Plate Buildings during the 1985 Mexico Earthquake" Concrete International, vol 10, No 7, jul 1988, pp 33-41.