



# EL SISMO DE VILLAFLORES, CHIAPAS: SU REALIDAD Y CONSECUENCIAS

**Raúl González Herrera**  
Coordinador

Colección  
Jaguar



UNICACH

## Capítulo 1. Los otros sismos del año 1995

Arturo Tena Colunga (UAM)

Enseñanzas principales del macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995

*Sismos importantes en México en los últimos 25 años*

**D**urante los últimos 25 años, han ocurrido en México los siguientes sismos que pueden catalogarse por diversas razones como importantes para la ingeniería sísmica mexicana y para la sociedad en general:

- 19 de septiembre de 1985 (Michoacán,  $M_s=8.1$ )
- 25 de abril de 1989 (Guerrero,  $M_s=6.9$ )
- 9 de octubre de 1995 (Manzanillo, Colima,  $M_w=8.0$ )
- 20 de octubre de 1995 (Villaflora, Chiapas,  $M_w=7.2$ )
- 15 de junio de 1999 (Tehuacán, Puebla  $M_w=7.0$ )
- 21 de enero de 2003 (Tecomán, Colima,  $M_s=7.6$ )

En el presente trabajo resumiremos los que consideramos como los aspectos más relevantes del sismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995 y, desde nuestra óptica, qué deberíamos haber aprendido de él, qué medidas hemos tomado y qué medidas están aún pendientes por tomarse.

## Generalidades

A las 9:35 a.m. (hora local) del 9 de octubre de 1995, ocurrió un intenso sismo originado cerca de las costas de los estados de Colima y Jalisco, que alcanzó una magnitud  $M_W=8.0$  y cuyo foco en  $18.79^\circ$  latitud norte y  $104.47^\circ$  longitud oeste, a 17 km de profundidad, muy cercano a la población de Campos, Colima y aproximadamente a 24 km del centro geográfico del puerto de Manzanillo. El sismo ocurrió por la subducción de la placa de Cocos debajo de la placa de Norteamérica en una longitud de 170 km paralela a la costa y un ancho equivalente estimado en 70 km en promedio (área de ruptura de la falla rectangular idealizada de 170 km x 70 km). Por supuesto, el análisis de los datos telesísmicos mostraron que la fuente es muy compleja, con una duración de aproximadamente 60 segundos compuesta de cuatro subeventos con propagación de ruptura unilateral en dirección de  $310^\circ$  y una velocidad promedio de ruptura entre 2.2 y 2.8 km/s (Domínguez *et al.*, 1997).

Los daños más importantes ocurrieron a lo largo de poblaciones ubicadas en las costas de Colima y Jalisco o aledañas a ellas. Se generó un tsunami desde Manzanillo a Chamela, el cual alcanzó una altura de ola de aproximadamente 5 m en las playas de La Manzanilla y Tenacatita. La altura de ola fluctuó entre 3 y 10 m a lo largo de la costa (Domínguez *et al.*, 1997). Se presentaron hundimientos de 11.3 cm en Manzanillo y de 44 cm en Barra de Navidad, de acuerdo con los datos de mareógrafos (Domínguez *et al.*, 1997).

El movimiento en la zona epicentral fue registrado sólo en la termoelectrica de Manzanillo por un aparato desplantado en arenas, por lo que se apreció amplificación dinámica debida a los efectos de sitio. Los registros de aceleración en las tres direcciones ortogonales principales se presentan en la figura 1. La aceleración máxima del terreno es de 0.40g y aunque es elevada, resulta inferior a otras registradas internacionalmente cercanas al epicentro, pero en cambio su duración de 150 segundos si supera por mucho las que se han registrado en estaciones cercanas a la fuente sísmica en otros sismos intensos. Por ello, son los registros de mayor duración e intensidad de áreas cercanas al epicentro, obtenidos sobre un estrato de arena. De hecho, son los registros

acelerométricos más intensos que hasta la fecha se hayan capturado en una instalación de este tipo en el mundo.

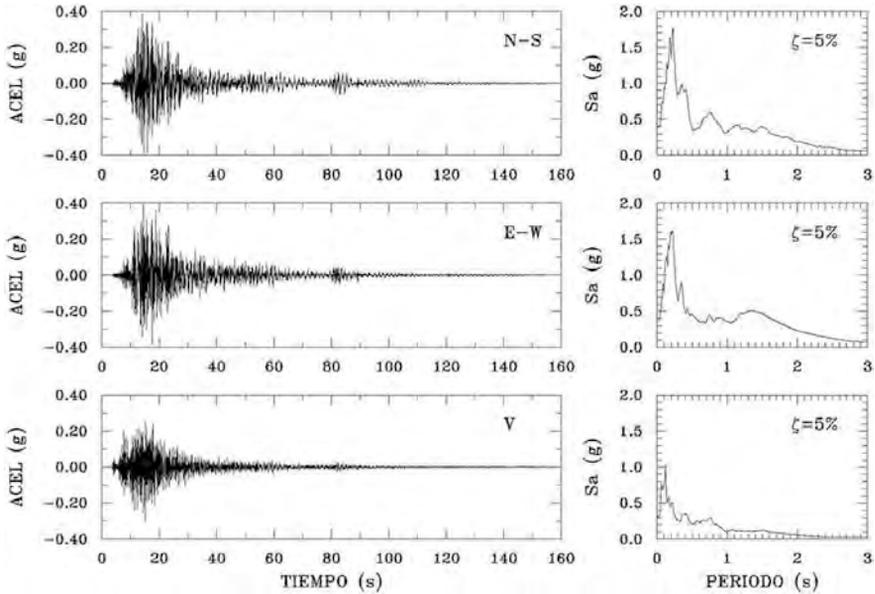


Figura 1. Registros de aceleración obtenidos en la termoeléctrica de Manzanillo.

En Jalisco los movimientos del terreno fueron registrados en Puerto Vallarta, Ciudad Guzmán y Guadalajara con aceleraciones importantes en Puerto Vallarta y menores en los otros sitios (Reinoso *et al.*, 1997). Se registró también en varias presas (El Caracol, Aguamilpa, Santa Rosa, La Villita e Infiernillo) con valores de aceleración pequeños dado que éstas se encuentran alejadas del epicentro (Reinoso y Javier, 1997). En Puebla y Guerrero también se obtuvieron registros con amplitudes de aceleración pequeñas. En la ciudad de México hubo valores de aceleración mayores en la zona de terrenos blandos con periodos cercanos a 1.5 segundos. Se encontraron diferencias en la atenuación con respecto a otros sismos de subducción.

## Enseñanzas puntuales del sismo de Manzanillo

Algunos colegas se dejan invadir por la soberbia y afirman después de cada sismo importante que no se ha aprendido nada nuevo. Esta actitud de erudición suprema es muy poco afortunada, ya que para la gran mayoría resulta claro que los sismos importantes dejan nuevas enseñanzas, además de recordarnos que no hemos aprendido del todo algunas viejas lecciones.

El sismo de Manzanillo del 9 de octubre ha dejado muchas enseñanzas, como se reporta con detalle en un libro especializado que sobre el tema publicó la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y cuya edición tuvo a bien encomendarme (Tena, 1997).

Desde nuestro punto de vista, este sismo dejó muchas enseñanzas de lo que puede esperarse en los puertos y ciudades cercanas a la zona de subducción del Pacífico. Algunas de las principales lecciones del sismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995 son las que se discuten brevemente en las siguientes secciones.

### *Instrumentación sísmica*

La instrumentación sísmica de los estados de Colima y Jalisco era y sigue siendo prácticamente nula, por lo que debe densificarse para poder hacer una zonación sísmica adecuada. Además, sería recomendable instrumentar también algunos edificios representativos.

La instrumentación sísmica de las presas importantes de la zona permite monitorear su comportamiento ante sismos. Este ha sido un gran acierto, pues su estudio sistemático va a permitir tomar medidas preventivas a tiempo.

### *Instalaciones industriales: planta termoeléctrica*

El comportamiento del complejo termoeléctrico de Manzanillo, que es la primera instalación eléctrica equipada con los últimos adelantos tecnológicos sometida a un sismo de gran magnitud fue de particular interés. Su comportamiento fue en términos generales bastante satis-

factorio, a pesar de haber tenido algunas fallas en aisladores eléctricos de alto voltaje consistentes en columnas de porcelana, que son de alta vulnerabilidad, y otros daños menores en obra de toma y edificios (Avilés *et al.*, 1997).

En este complejo fue donde se obtuvo el acelerograma más cercano al epicentro (figura 1), lo que permitió estudiar mejor lo ocurrido y calibrar las recomendaciones actuales para el diseño de este tipo de instalaciones, contenidas en el *Manual de diseño sísmico de CFE* (Avilés *et al.*, 1997). Los espectros de respuesta obtenidos en los registros acelerográficos (figura 1) rebasaron notablemente a los adoptados para su diseño. Sin embargo, como se comentó anteriormente, su comportamiento sísmico fue en general satisfactorio. El daño observado se debió principalmente a la licuación de rellenos con deficiencias constructivas durante su compactación, causando fallas a estructuras en contacto con los rellenos, como fueron muros de relleno de mampostería y columnas de edificios de concreto reforzado de subestaciones (Avilés *et al.*, 1997).

El mayor daño se presentó en los equipos eléctricos de alto voltaje, lo cual no era nuevo, pues se presenta sistemáticamente dada su gran esbeltez y peso, en combinación con la fragilidad de las porcelanas que se emplean en la construcción de estos equipos (Avilés *et al.*, 1997). Por ello, en Comisión Federal de Electricidad (CFE) se están patrocinando actualmente investigaciones que permitan encontrar soluciones de cómo pueden reducir la vulnerabilidad sísmica de sus equipos eléctricos en estaciones y subestaciones en todo el país.

### *Geotecnia*

Este sismo dejó muchas enseñanzas de lo que puede esperarse en los puertos y ciudades cercanas a la zona de subducción del Pacífico, entre otras:

Los suelos ganados al mar y lagunas en los puertos mexicanos con técnicas reconocidas en su tiempo pueden ser licuables (figuras 2 y 3). Por tanto, el potencial de licuación debe revisarse y, en su caso, utilizar técnicas de mejoramiento para evitar su falla (Ovando *et al.*, 1997).



Figura 2. Licuación de arenas en la zona portuaria durante el sismo de Manzanillo (Web Berkeley, 2004).



Figura 3. Daños debido a licuación de arenas en las instalaciones de la Unidad Médica Familiar UMF-2 del IMSS.

### *Instalaciones portuarias*

Hubo daños importantes en los pilotes del muelle fiscal antiguo ubicado en la zona céntrica de Manzanillo (figura 4), así como en el muelle de la terminal especializada para contenedores del puerto de San Pedro, también en Manzanillo, donde se presentaron fallas en losas y pilotes (Rodríguez *et al.*, 1997). Se encontraron 29 pilotes fracturados y 164 con fisuras, de un total de mil 170 pilotes. La losa presentó desprendimientos en la conexión con los pilotes en 53 puntos. Se encontró que las juntas constructivas de 2 cm, entre tramos de muelle, fueron insuficientes.



Figura 4. Daños observados en los pilotes del viejo muelle fiscal del puerto de Manzanillo (fotos cortesía de Óscar de la Torre Rangel).

### *Líneas vitales*

Aunque se presentaron algunos daños en puentes carreteros, en general la estructura de éstos resistieron razonablemente bien los movimientos del terreno. Sin embargo, si se considera provechoso instrumentar permanentemente estructuras de puentes, para obtener mayor retroalimentación a partir de ella, tal y como ocurre con los edificios instrumentados (Gómez *et al.*, 1997).

Los daños presentados en el edificio terminal del aeropuerto de Manzanillo, estructurado con columnas de concreto reforzado y un sistema de piso con base en armaduras y láminas de acero, también fueron de poca importancia estructural (Gómez *et al.*, 1997). Se debieron principalmente a desprendimientos de recubrimientos y plafones de en grandes áreas, dada la flexibilidad de la cubierta y a daños en la cancelería de locales comerciales debido a asentamientos diferenciales del terreno de desplante.

Sin embargo, el daño presentado en elementos no estructurales si es muy importante de abordar en futuros diseños, dado que originó que la operación del aeropuerto se viera afectada inmediatamente después al sismo, afectando su importancia estratégica en una situación de emergencia. Además, afectó la actividad económica de los negocios ubicados en el edificio terminal.



Figura 5a. Colapso del paraguas de la terminal de autobuses de Manzanillo.



Figura 5b. Colapso del paraguas de la terminal de autobuses de Manzanillo.



Figura 6. Columnas cortas en el edificio de la terminal de autobuses de Manzanillo.

Un aspecto que llamó poderosamente la atención fue el colapso del paraguas del edificio de la terminal de autobuses foráneos de Manzanillo, cuyo diseño es de los años 60 o 70 (Tena *et al.*, 1997, figura 5). Su edificio terminal también resultó seriamente dañado, ya que presentó daño por columnas cortas en su perímetro (Tena *et al.*, 1997, figura 6). Existen cientos de terminales similares a la que se colapsó en Manzanillo en todo México, incluyendo la zona de mayor peligro sísmico, principalmente en pueblos y ciudades relativamente pequeñas y económicamente poco importantes. Se debe, por tanto, evaluar la vulnerabilidad de terminales similares en todo el país, para poder tomar la decisión adecuada acerca de su refuerzo, o en su caso, su reemplazo por terminales nuevas.

Finalmente el colapso y daño severo que se observó en una gasolinera de la zona, cuya estructuración es típica en el estado de Colima y consiste en marcos de concreto revestidos de mampostería formando arcos falsos (figura 7), pone una voz de alerta en la importancia de regular su diseño estructural, pues su falla afecta severamente el abastecimiento de combustible en una situación de emergencia, además de que puede ocasionar serios daños materiales e incluso la muerte de los usuarios.



Figura 7a. Daño observado en una gasolinera de Manzanillo. Una estructura similar contigua colapsó.



Figura 7b. Daño observado en una gasolinera de Manzanillo. Una estructura similar contigua colapsó.

### *Estructuras de mampostería y adobe*

Una gran parte de las estructuras afectadas durante este sismo fueron construidas con estos materiales. Manzanillo y Puerto Vallarta fueron las ciudades más afectadas, al igual que poblaciones más pequeñas del estado de Jalisco, como Cihuatlán, Jaluco, Barra de Navidad y Melaque (Alcocer *et al.*, 1997).

Se encontró que los efectos son similares a los observados en otros temblores intensos, que la mampostería simple o el adobe no resisten adecuadamente los movimientos sísmicos y que el confinamiento conduce a un mejor comportamiento debido al incremento de la resistencia y capacidad de deformación de las estructuras de esta naturaleza ante carga lateral.

Las estructuras de mampostería confinada de Manzanillo cuya construcción observó las recomendaciones generales estipuladas en las *Normas técnicas complementarias de estructuras de mampostería* (NTCM) tuvieron un comportamiento excelente. Un ejemplo muy notable fue en una agencia-bodega de la Cervecería Modelo, ubicada en la carretera Manzanillo-Barra de Navidad, a un km aproximadamente del antiguo Hospital General de Zona HGZ-10 del IMSS, cuyos muros no sufrieron daño alguno y donde se apreciaba claramente que éstos cumplían

con los lineamientos de las NTCM (figura 8). Hubo también ejemplos notables de casas habitación y edificios de unidades habitacionales de interés social, incluyendo unos ubicados cercanos al Hospital Civil de Manzanillo, el cual resultó seriamente dañado.

Por otra parte, se observó un comportamiento inaceptable en estructuras de mampostería no reforzada o confinada parcialmente, muchas de ellas propiedad de instituciones e inmobiliarias con solvencia económica que pudieron haber seleccionado construir con mampostería confinada conforme a los lineamientos de las NTCM. Ejemplos notables de lo anterior fueron un taller de servicio de la agencia Ford ubicada en la carretera Manzanillo–Barra de Navidad, a menos de un km de donde se ubicaba el hotel Costa Real, que colapsó. El techo de la nave se apoyaba en muros de mampostería que aparentemente estaban confinados con castillos. Una grieta importante por cortante descubrió que los castillos eran aparentes, es decir, se trataban exclusivamente de recubrimientos que simulaban castillos (figura 9a).



Figura 8a. Comportamiento excelente de la bodega de la Cervecería Modelo, estructurada con base en mampostería confinada conforme a las NTCM.

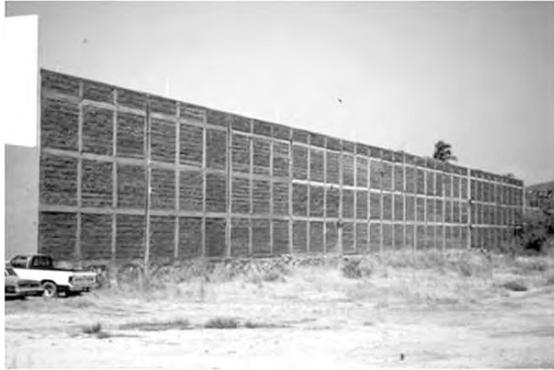


Figura 8b. Comportamiento excelente de la bodega de la Cervecería Modelo, estructurada con base en mampostería confinada conforme a las NTCM.



a) Daño en castillo falso en un taller mecánico.



b) Daño en castillo de un muro sin dalas.

Figura 9. Algunos daños observados en estructuras deficientemente confinadas o que simulaban estar confinadas, pero en realidad no lo estaban.

Otro ejemplo lo constituyó la estructura de una tienda concesionada del IMSS en las inmediaciones de la Unidad Medica Familiar UMF-2, desplantadas en suelos de relleno en terrenos que le fueron ganados a la laguna y donde se apreciaron evidencias de asentamientos diferenciales de importancia y rastros de licuación incipiente que provocaron la falla de banquetas, de jardines y de estructuras secundarias de la UMF-2, como se documenta en Tena *et al.* (1997). El sistema estructural de esta tienda era una nave con base en muros de mampostería parcialmente confinados, con un techo de arco con base en armadura metálica. Los muros de mampostería tenía una altura máxima de aproximadamente 10 m, y aunque contaban con castillos espaciados cada tres metros aproximadamente, carecían de dalas que confinaran adecuadamente a la mampostería. El muro posterior de la tienda presenta una grieta por cortante a media altura que penetró al castillo (figura 9b).

Un caso muy notorio y grave de falta de responsabilidad fue el complejo de condominios horizontales o bungalos de tiempo compartido hotel plaza Las Glorias, que era un conjunto de aproximadamente 200 casas de dos niveles, localizadas en las inmediaciones de la zona hotelera de las Hadas. Sorprendentemente, estas construcciones de lujo eran de mampostería no confinadas de ladrillo rojo recocido. El conjunto

experimentó extensos daños (figura 10). Este conjunto de módulos que integraban el hotel, construido con muros de mampostería sin reforzar y techumbres ligeras, de bóveda catalana o de palapa, resintió severamente los efectos del sismo, debido principalmente a la deficiente calidad de la mano de obra y al no utilizar refuerzos en la mampostería. Hubo un número importante de construcciones dañadas, tanto en techos, como fallas de cortante en esquinas y muros exteriores e incluso colapsos parciales, todas ellas asociadas a la falta de confinamiento o refuerzo en la mampostería (figura 10). Como era un conjunto construido en forma de terrazas, se construyeron muros de contención de tabique sin reforzar, que aunque de relativamente poca altura, fallaron en varios sitios debido a la acción sísmica, la cual incrementó los empujes del relleno, particularmente en la zona de la alberca, donde esos empujes laterales son mayores.



Figura 10a. Daños típicos observados en estructuras de mampostería no confinada del conjunto plaza Las Glorias.



Figura 10b. Daños típicos observados en estructuras de mampostería no confinada del conjunto plaza Las Glorias.

Existieron también otras casas de veraneo de mampostería no reforzada cercanas al extinto hotel Costa Real y otras zonas residenciales de Manzanillo, las cuales sufrieron daños muy severos (figura 11) e incluso, el colapso total. Pagaron muy caro la falta de conocimiento o de profesionalismo en ser diseñadas y construidas como estructuras de mampostería confinada.

Lamentablemente, el uso de mampostería no reforzada o inadecuadamente confinada se observó, inclusive, en estructuras destinadas para funcionar como hospitales, lo que no deja de ser una práctica preocupante e inaceptable. Un hospital particular, pequeño, hecho de mampostería, localizado sobre la carretera Manzanillo-Barra de Navidad y probablemente construido sin un diseño estructural ex profeso, experimentó agrietamientos mínimos que, al parecer, atañen exclusivamente a los recubrimientos, exceptuando un muro en el cual se presenta un agrietamiento en cuña producto de la fuerza cortante, y que se extendió al tratarse de un muro de mampostería no reforzada. El hospital continuó operando normalmente los días posteriores a la ocurrencia del sismo.



Figura 11. Casas de veraneo cercanas al extinto hotel Costa Real seriamente dañadas debido a su deficiente o nulo confinamiento.



Figura 12a. Daño observado en la obra negra de la autoconstrucción que irresponsablemente pretendía ser un hospital privado en las afueras de Manzanillo.



Figura 12b. Daño observado en la obra negra de la autoconstrucción que irresponsablemente pretendía ser un hospital privado en las afueras de Manzanillo.

Sin embargo, no todas las prácticas irresponsables de autoconstrucción en estructuras esenciales como son los hospitales tuvieron tan buena suerte. Se visitó la obra negra de lo que pretendía ser un hospital particular rumbo a la carretera Manzanillo–Colima. El hospital se proyectó para tener dos niveles y un área en planta bastante extensa. La estructura la componían un sistema mixto con base en columnas de concreto reforzado de 30 cm x 30 cm aproximadamente junto con muros de mampostería confinada de bloque de concreto hueco. El sistema de piso se estaba haciendo con bloque de concreto hueco y nervaduras, con la pretensión de funcionar de una manera similar al sistema de vigueta y bovedilla. El uso de la mampostería confinada era inadecuado en muchos elementos y existían prácticas poco comunes en la construcción de los muros de mampostería, como por ejemplo, mezclar hiladas de bloques de concreto huecos y de ladrillo rojo recocido con patrones de liga no ilustrados en la literatura técnica, ni ensayados previamente en pruebas experimentales. Su uso no era generalizado ni uniforme, sino aleatorio. Se observaron aberturas para puertas o ventanas no confinados correctamente (figura 12), muros rematados sin castillos (figura 12) y muros de 4 m de altura sin dalas de confinamiento intermedias. A pesar de estar en obra negra, se presentó la falla por cortante de dos muros, uno en planta baja por no contar en su extremo con un castillo y otro en planta alta con la misma deficiencia (figura 12).

De lo observado en obra, se concluyó que el proyecto de este hospital privado no contó con un diseño estructural ex profeso, y que la supervisión en obra fue nula o deficiente. Posteriormente, se confirmó que los inversionistas eran dos médicos que contrataron a un albañil para que les hiciera y construyera el proyecto, lo que fue un enorme acto de irresponsabilidad de su parte.

Hubo además un gran número de estructuras de mampostería no reforzada y de adobe que se diseñaron sin participación de ingenieros o arquitectos (autoconstrucción) que fueron seriamente dañadas o colapsaron, ubicadas en barrios populares de Manzanillo (figura 13), incluyendo por supuesto algunas estructuras muy antiguas como el edificio de correos en el centro de Manzanillo y otras ignominiosamente recientes como la escuela-guardería de los hijos de los empleados de los hoteles de Gran Turismo de Manzanillo (figura 14). El enorme número de daños severo y colapsos indican la necesidad que existe en el país de elaborar y distribuir manuales de autoconstrucción sencillos que permitan a la población de pocos recursos construir viviendas más seguras ante sismos.



a) Vivienda popular.



b) Vivienda de clase media.

Figura 13. Colapsos típicos de vivienda de autoconstrucción en la ciudad de Manzanillo.



a) Edificio de correos.



b) Escuela y guardería infantil.

Figura 14. Daños típicos en mampostería no reforzada en la ciudad de Manzanillo.

Finalmente, otro aspecto relevante con el inadecuado uso de muros de mampostería y que consiste una verdadera vergüenza gremial por el tipo de estructuras donde se presentó. Aunque algunas corresponden a edificios con un diseño estructural relativamente viejo como la central de TELMEX en Manzanillo (figura 15), en muchos otros casos fueron las fallas en edificios modernos que se diseñaron después de 1985 que no tomaron en cuenta la interacción de muros de mampostería con los marcos en edificios y, por ello, en ocasiones esto ocasionó el daño severo en el muro como fue el caso de la planta de pescados del puerto de Manzanillo (figura 16a) o en el marco y el muro, como fue el caso del hotel Vidafel en Puerto Vallarta (figura 16b).



Figura 15. Daño típico en estructuras con base en marcos donde no se desligan adecuadamente los muros ni se considera su interacción. Central de TELMEX.



a) Daño en el muro .



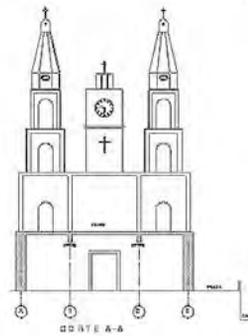
b) Daño en muros y en los marcos.

Figura 16. Daño típico en estructuras con base en marcos donde no se desligan adecuadamente los muros ni se considera su interacción (fotos cortesía de Enrique Martínez Romero y Óscar de la Torre Rangel).

### *Monumentos históricos e iglesias*

Aunque no fue el aspecto principal de este sismo, fue el primer sismo desde el de Ciudad Serdán de 1973 donde se presentaron daños importantes en iglesias de algunos pueblos costeros de los estados de Jalisco y Colima. Quizá los dos más importantes fueron en la Parroquia de la Santa Cruz en Cihuatlán, Jalisco (figura 17a) y la iglesia principal de Armería, Colima (figura 17b).

El inicio de construcción de la parroquia de Santa Cruz fue en 1932 y se concluyó en 1950. La parroquia se encuentra sobre la ladera de un cerro rocoso. En el sentido transversal se originan movimientos asimétricos por la diferencia de altura de cimentación. El muro de retención que contiene el relleno a un lado del cuerpo de la edificación (calle lateral), mostró evidencias de deformación importante, de 40 cm aproximadamente en una altura de 4 metros (De la Torre 1997, Alcocer *et al.*, 1997). Los muros son de mampostería no reforzada y adosada de tabique rojo recocido. Los espesores de los muros adosados son de 80 cm y 100 cm en la nave principal y de 40 cm aproximadamente en las torres. Se presentaron fallas verticales en aristas que unen a muros perpendiculares y grietas por tensión diagonal en las dos direcciones principales, con espesores de 1 mm y mayores, como se ilustra en Alcocer *et al.* (1997). No se apreciaron desplomes. Sus techos son de bóveda plana de tabique rojo recocido y sus espesores variaron entre 20 y 28 cm. La bóveda se apoya sobre viguetas de acero espaciadas desde 80 cm hasta 120 cm. Fallaron dos bóvedas planas en su unión con muros por la excesiva flexibilidad del diafragma, como se ilustra en Alcocer *et al.* (1997). Se presentó también el desprendimiento del recubrimiento en el lecho bajo en casi toda su área, evidenciando el movimiento relativo entre bóveda y viguetas por su importante flexibilidad lateral. Los arcos del pórtico de entrada se encontraban fallados en su claros, por la concentración de carga de la torre del reloj (De la Torre, 1997). La cúpula se encontraba fallada en todo su perímetro a una altura principal de 3 m arriba del techo principal de nave, como se ilustra en Alcocer *et al.* (1997). Las columnas interiores no presentaron fallas.



a) Elevación, parroquia de Santa Cruz en Cihuatlán.



b) Daño en las torres de la iglesia principal de Armería, Colima.

Figura 17. Iglesias del estado de Jalisco y Colima que presentaron daño (figura cortesía de Óscar de la Torre Rangel, foto cortesía de Óscar López Bátiz).

### *Hospitales*

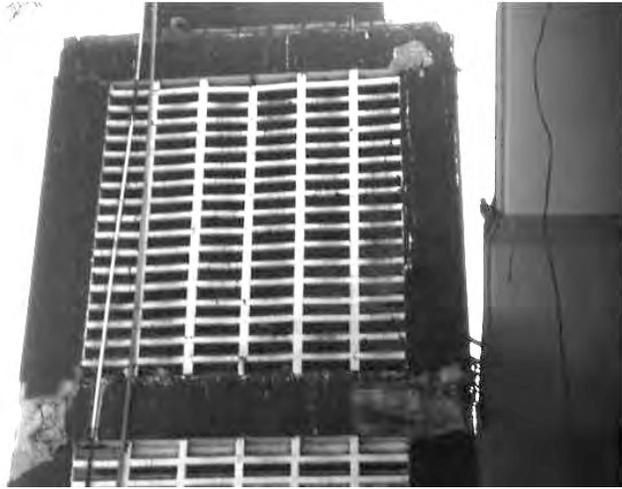
La infraestructura hospitalaria de Manzanillo fue la más severamente afectada por el sismo. La mayoría de los hospitales públicos sufrieron importantes daños estructurales y no estructurales durante el evento, lo que obligó a que la mayoría interrumpiera su operación, a que los internos fueran trasladados a nosocomios de comunidades vecinas y a que la consulta externa fuera hecha en instalaciones provisionales tales como clínicas (públicas y privadas) y albergues.

Se presentaron daños importantes en el hospital de la Secretaría de Salud (SSA) ubicado cerca de la zona del muelle industrial. El hospital es un edificio antiguo (probablemente de las décadas de los años 50 o 60) que consta de dos niveles y está estructurado con base en marcos de concreto reforzado con muros divisorios de mampostería *no estructurales* de tabique rojo. El hospital cuenta con dos alas principales que se encuentran comunicadas por un cubo de escaleras a base de marcos de concreto reforzado y celosía con fines estéticos (Tena y Del Valle, 1996, Tena *et al.*, 1997).

El daño observado fue agrietamiento por cortante de los muros de mampostería ya que éstos no estaban desligados correctamente de los marcos. Además, se presentaron asentamientos importantes (figura 18a), pérdidas de recubrimiento de algunos elementos y pérdida de recubrimiento y agrietamiento en los nudos del primer piso de los marcos de concreto del cubo de escaleras (figura 18b). Lo más sorprendente en este último caso es que la celosía de mampostería se mantuvo intacta a pesar del notable daño observado (figura 18b). El hospital se mantuvo vacío durante la primera semana posterior al sismo. Sin embargo, el personal médico continuaba atendiendo pacientes en terrenos adyacentes al hospital.



a) Por asentamientos diferenciales.



b) En el nudo del cubo de escaleras, figura 18. Daño observado en el hospital de la Secretaría de Salud.

Aun el hospital más moderno de la época, el Hospital General de Zona (HGZ-10) del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS), diseñado en 1979 con base en marcos a momento de concreto reforzado, sufrió daños importantes por errores constructivos y por el asentamiento del terreno, como se describe a continuación. El HGZ-10 está ubicado en Manzanillo sobre la carretera Manzanillo-Barra de Navidad. El hospital resultó seriamente dañado durante el sismo y se encontraba totalmente evacuado en la primera semana de ocurrencia al sismo y, hasta la fecha (enero de 2010), continúa sin prestar servicio. Los internos fueron en ese entonces trasladados ya sea a la unidad médica familiar UMF-2 o a hospitales de comunidades vecinas. La consulta externa fue asignada provisionalmente a la UMF-2.

Como se comentó anteriormente, el proyecto estructural original del HGZ-10, es con base en marcos de concreto reforzado y comprende dos edificios: el edificio principal (figura 19) que consta de sótano y cuatro niveles, y otro edificio que cuenta con sótano, planta baja, azotea y un apéndice donde se ubicaban las máquinas del hospital, principalmente el equipo de aire acondicionado. Entre los dos edificios existe una junta

constructiva y en ambos casos el nivel de sótano se usaba como estacionamiento. El cubo de escaleras y elevadores forma parte del edificio principal, cercano a la junta constructiva existente con el otro edificio. El recubrimiento de concreto original es de 2 cm, que resulta muy escaso para una zona con un medio ambiente tan agresivo como es el puerto de Manzanillo. Se observó que en algunas zonas el concreto y el acero de refuerzo están afectados por el intemperismo de la zona (Tena *et al.*, 1997), así como que algunas zonas afectadas habían sido resanadas para contrarrestar los ataques del clima agresivo de Manzanillo.

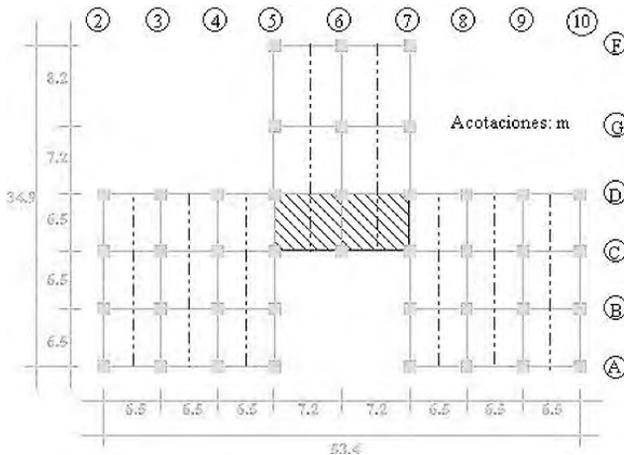


Figura 19. Fachada y planta del edificio principal del HGZ-10 del IMSS.

De acuerdo con resultados de trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados posteriores al sismo, se determinó que el subsuelo del HGZ-10 está constituido predominantemente de dos estratos (Tena *et al.*, 1997). El estrato superior, con espesor de 21.3 m, está formado principalmente por arena limpia limosa y arcillosa, cuya compacidad relativa se incrementa con la profundidad de suelta (26.7%) a compacta (54.3%). El estrato inferior, con espesor mayor a 3.6 m, está integrado por arcilla de media y alta plasticidad, de consistencia dura, interceptadas por lentes de arena arcillosa desde 20 hasta 60 cm de espesor. El nivel freático se ubica a una profundidad que varía entre 85 cm y 2.20 m con respecto al nivel del terreno.

La cimentación de proyecto del HGZ-10 es con base en zapatas aisladas ligadas por trabes y desplantadas a una profundidad de 3.3 m a partir del nivel del terreno, según lo especificado en los planos originales. Se apreciaron asentamientos diferenciales del terreno con respecto a su nivel original (figura 20a), debido a la baja compacidad de las arenas poco profundas del estrato superior del subsuelo. Estos hundimientos llegaron a ser de hasta 10 cm en algunas zonas del hospital. La cimentación pareció no haber sufrido mayores daños; sin embargo, era necesario verificarlo ya que los asentamientos diferenciales de la cimentación llegaron a afectar a algunas columnas en los niveles de sótano y planta baja que presentan agrietamientos verticales ligeros, además de que provocaron la falla de un muro de mampostería no reforzada ubicado en la zona del cubo de escaleras (figura 20b). Asimismo, los asentamientos afectaron algunas banquetas y pasillos de acceso al hospital, y las escaleras de emergencia de concreto reforzado.



a) Asentamiento del terreno en salida de emergencia.



b) Falla de muro en el sótano.

Figura 20. Evidencia del asentamiento del edificio principal del HGZ-10 del IMSS.

El nivel de daño estructural del HGZ-10 a causa del sismo del 9 de octubre de 1995 debe atribuirse principalmente a detalles constructivos inadecuados de los elementos no estructurales que provocaron la falla, e incluso el colapso, de algunos elementos estructurales. En el nivel de sótano, el edificio cuenta con muros periféricos de mampostería de piedra natural que se encuentran ligados a las columnas periféricas

de sótano. Los muros de referencia, que no forman parte del proyecto estructural original, confinan a las columnas en cuatro quintas partes de su altura aproximadamente, por lo que la quinta parte que queda libre incrementa substancialmente su rigidez y se ve sometida a grandes fuerzas cortantes que debe resistir en esa zona, fenómeno conocido técnicamente como *columna corta*. En la zona del cubo de escaleras se cuenta con muretes de piedra y muros de mampostería que también acortan a las columnas. Numerosas columnas en el nivel de sótano sufrieron agrietamientos por cortante, e incluso desprendimientos del concreto de recubrimiento, a consecuencia del efecto de columna corta (figura 21). En adición, algunas columnas presentan agrietamientos ligeros por efectos del asentamiento y por pérdida de adherencia.

Es de resaltarse el excelente comportamiento de las columnas a pesar de estar trabajando en condiciones diferentes a las que se supusieron en su diseño. Esto se puede atribuir tanto al refuerzo transversal de confinamiento, ya que los estribos de acero de refuerzo con que cuentan las columnas fueron en esa zona suficientes, como a la alta calidad del concreto utilizado.



Figura 21a. Daño en columnas del sótano del edificio principal del HGZ-10 del IMSS.



Figura 21b. Daño en columnas del sótano del edificio principal del HGZ-10 del IMSS.



Figura 22. Daño en columna C-7 del edificio principal por efecto de columna corta.

Los daños en las columnas de los niveles de planta baja y primer piso del edificio principal también se deben al fenómeno de columna corta. En este caso, las columnas fueron restringidas en su movimiento por muros de mampostería que no fueron desligados. Algunas columnas exteriores de los ejes 2, 5, 7 y 10 de este edificio (figura 19) sufrieron agrietamientos severos por tensión diagonal. La columna de esquina C-7 (figuras 19 y 22) en planta baja sufrió una falla por flexocortante en su longitud libre, en la cual se presentó desprendimiento del concreto y donde los refuerzos transversal y longitudinal quedaron expuestos. Algunas barras de refuerzo longitudinal mostraron pandeo incipiente. Hubo también dos o tres columnas interiores en planta baja con grietas

someras por efectos de asentamiento. Las columnas de los niveles superiores no presentan mayor daño estructural.

El sistema de piso, compuesto por losas perimetralmente apoyadas y vigas principales y secundarias, aparentemente no sufrió daño alguno, según se pudo apreciar en el sótano y en el último piso, que es donde estaba al descubierto (Tena *et al.*, 1997). En el último piso se apreció que no existen juntas constructivas en el edificio principal, es decir, que la planta irregular, en forma de ye, es continua. A pesar de ello, no se observaron problemas por torsión.

Los muros divisorios de mampostería de ladrillo sufrieron agrietamientos diagonal por cortante (tensión diagonal), principalmente en los niveles de planta baja y primer piso. Los muros del cubo de escaleras también sufrieron agrietamientos por cortante. Estos agrietamientos se produjeron porque los muros no fueron desligados adecuadamente de la estructura principal. Un muro de mampostería del tercer piso, ubicado en el eje colindante con el edificio aledaño, falló por volteo, probablemente provocado por el golpeteo que existió entre los edificios en el primer nivel (figura 23). Se presentaron cuantiosos daños en elementos no estructurales tales como recubrimientos, pisos, vidrios y plafones, que a su vez ocasionaron daños en el mobiliario y equipos diversos.



Figura 23a. Daños ocasionados por el choque estructural entre el edificio principal y el anexo.



Figura 23b. Daños ocasionados por el choque estructural entre el edificio principal y el anexo.

Las dos escaleras de emergencia, exteriores al edificio principal, son de concreto reforzado y no sufrieron daño grave; sin embargo, los apoyos de acero estructural de los pasillos de acceso entre la junta constructiva y las escaleras, tuvieron un comportamiento insatisfactorio (figura 24), al fallar por la fuerza vertical aplicada a ellos como consecuencia del asentamiento del terreno. La inadecuada condición de apoyo de las escaleras provocó que éstas afectaran a la estructura original, al golpear contra ésta, según se aprecia en las columnas aledañas a los pasillos de acceso de las escaleras, que sufrieron desprendimientos del recubrimiento de concreto debido al golpeteo (figura 24). Los pretilos de los pasillos de acceso también sufrieron desprendimientos del recubrimiento de concreto como consecuencia del golpeteo con la estructura principal (figura 24).



Figura 24. Daños ocasionados por el choque estructural entre el edificio principal y escaleras de emergencia.

El daño estructural más severo ocurrió en el edificio bajo anexo, de mayor área en planta, donde en adición a los problemas ocurridos en sótano y planta baja en el edificio principal, se presentó la falla de todas las columnas exteriores del apéndice por efecto de columna corta (figura 25). La falla de las columnas cortas fue de naturaleza explosiva, a pesar de contar con un adecuado refuerzo de confinamiento (figura 25). El apéndice chocó con la estructura del edificio principal, por lo que seguramente la falla de estas columnas fue provocada por las fuerzas adicionales debidas al golpeteo dinámico de las estructuras (figuras 23 y 25). Sin embargo, las traveses principales y, en general, el sistema de piso, parece no haber sufrido mayor daño, salvo en la vecindad del choque.



Figura 25. Columnas cortas en el edificio anexo del HGZ-10.

En resumen, el HGZ-10 sufrió daño estructural severo y falla de algunas columnas, principalmente perimetrales, a consecuencia de inadecuados detalles de desligue de elementos no estructurales, de juntas de construcción y de apoyo de estructuras auxiliares, que provocaron la condición estructural de columna corta, y que, en el caso del apéndice del edificio bajo, fue magnificada por el choque estructural con el edificio principal. Además, hay que considerar en algunos casos los efectos de los asentamientos diferenciales del terreno. Tomando en cuenta todos estos factores, es sorprendente que la estructura haya respondido

razonablemente bien a pesar de encontrarse construida en condiciones tan diferentes a las supuestas para su diseño, que eran claramente especificadas en los planos estructurales. A pesar del daño severo que se presentó en algunos elementos, se considera que las estructuras de los dos edificios del HGZ-10 podían ser reparadas en su totalidad. Sorprendentemente, la decisión del IMSS fue no intervenir la estructura de este hospital y desde ese entonces lo han dejado al abandono. De hecho, ya existen historias y mitos urbanos circulando a nivel regional y nacional con respecto al HGZ-10.

Con base en los extensos daños observados en los distintos hospitales públicos y privados, se concluye que es imperativo que se haga un esfuerzo importante en dotar a estas poblaciones con nuevos hospitales, diseñados conforme a reglamentos modernos y de ser posible, utilizando tecnologías de control de la respuesta sísmica tales como aislamiento de base o disipadores de energía. En su defecto, se deberían reforzar sísmicamente las estructuras existentes con técnicas cuya eficacia ya ha sido probada.

### *Hoteles*

Con excepción de los hoteles Costa Real, Delfos, El Tucán y Los Ruiseñores, la mayoría de los hoteles de mediana altura de Manzanillo, sobre todo los de categoría Gran Turismo, tuvieron un comportamiento satisfactorio, presentando exclusivamente daños locales en elementos no estructurales y algunos acabados, así como movimientos en las juntas constructivas, lo cual no representó pérdidas económicas de importancia para estos hoteles.

Tal vez el complejo de Las Hadas (figura 26a) resultó el más afectado de los hoteles de Gran Turismo, sin que el daño presentado tuviera repercusiones importantes en cuanto a la seguridad de sus huéspedes y de su operación (Martínez y Pavón, 1996). Los daños observados en Las Hadas corresponden al agrietamiento de algunos muros de mampostería en la zona de habitaciones, así como el de una torre que soporta a un tanque elevado de agua, la cual sirve también como ornato (Tena *et al.*, 1997). El hotel continuó operando después del sismo sin riesgo para sus ocupantes.



a) Conjunto Las Hadas.



b) Hotel Sierra Radisson.

Figura 26. Vista general de hoteles de Gran Turismo en Manzanillo días después del sismo.

En el hotel Sierra Radisson (figura 26b) sólo hubo ligeras caídas de algunos aplanados en la fachada de acceso (Tena *et al.*, 1997). Este hotel se mantuvo en servicio después del sismo. Las juntas de construcción entre las secciones de los edificios funcionaron adecuadamente y evitaron la propagación de daños, produciendo solamente algunos daños en el acabado de piso aledaño a la junta en el nivel de vestíbulo. Sin embargo, se advirtió que los desplazamientos laterales de los edificios fueron relativamente altos, quizá debido a la flexibilidad de las estructuras.

El hotel Karmina Palace, que colinda con el club de golf del hotel Villas Las Hadas, se encontraba en construcción al momento de ocurrir el sismo. La obra negra se encontraba totalmente terminada y la construcción de fachadas y acabados estaban muy avanzadas. El proyecto consta de nueve edificios de concreto reforzado de catorce niveles y un vestíbulo central con estructura de acero. Seis de los edificios de concreto se caracterizan por ser construcciones de planta alargada y escalonadas en sus seis niveles superiores, reduciéndose típicamente una crujía en su dirección longitudinal desde el nivel 9 hasta el 14. La estructura de estos cuerpos es con base en muros sísmicos de concreto en la dirección corta y marcos continuos con muros de concreto en la dirección longitudinal. La cimentación consiste de pilas coladas en el lugar con profundidades variables hasta alcanzar el estrato rocoso resistente, ya que el terreno es bastante irregular por tratarse de una cañada natural.

Debido a que el proyecto arquitectónico intenta aparentar una arquitectura típicamente maya, los distintos cuerpos del hotel cuentan con un gran número de acabados falsos ligados a las estructuras y hechos con base en panel convitec con repellido de mortero. Es de resaltarse el excelente comportamiento que tuvieron los distintos cuerpos del hotel en construcción, ya que no se observó ningún tipo de daño ni en los elementos estructurales, ni en los acabados falsos de panel convitec. En gran medida ayudó que, en su diseño, se estudió con detalle el comportamiento dinámico de las estructuras incluyendo las condiciones más desfavorables por efectos de torsión y del escalonamiento. Igualmente, se incorporó la información de pruebas de campo de mecánica de suelos que permitieron al ingeniero proyectista conocer con mayor detalle las características del subsuelo en que se desplantan los distintos edificios del hotel (Tena *et al.*, 1997).

El hotel Costa Real colapsó durante el sismo del 9 de octubre de 1995 (figura 27), cobrando la vida de 30 personas. El hotel era un edificio de nueve niveles diseñado a finales de los años setenta. La estructura era de concreto reforzado con base en marcos de columnas, travesaños y losa maciza únicamente en el primer nivel; y con base en losas planas con nervaduras y aligeradas con bloques huecos de concreto en los niveles superiores (figura 27). Los sistemas de piso con base en losa

plana presentaban una zona maciza de concreto o capitel alrededor de la columna. Según fotografías del edificio antes de su colapso (López y Teshigawara 1997), éste presentaba irregularidades en elevación, siendo la más notable el hecho de que columnas de algunos ejes no descargaban directamente en la cimentación, sino en la trabe del sistema de piso del primer nivel. También era notable la excentricidad de un eje de columnas de los niveles superiores, respecto al eje de columnas del primer nivel en el marco en la dirección corta de la fachada oeste del edificio. El edificio era rectangular en planta. En la dirección corta tenía tres crujeas que variaban entre 3.5 y 4.5 m de longitud. En la dirección paralela al mar (larga) los claros eran de 7 m aproximadamente. Hacia el lado este del edificio, se encontraban estructuras destinadas a elevadores (lado sur, hacia el mar) y a escaleras (lado norte).

El edificio estaba ubicado sobre la costa de la bahía de Manzanillo, colindando al este y oeste con construcciones de mampostería confinada de cuatro niveles que no sufrieron daño alguno (López y Teshigawara, 1997). El hotel Costa Real era el edificio de mayor altura de la zona. La dirección del colapso fue oblicua a los ejes del edificio y siguió un rumbo NW (tierra adentro). Se observó la rotación en la losa de azotea en sentido horario (si el observador se encuentra en el azimut).



Figura 27a. Vistas generales del colapso del hotel Costa Real días después del sismo.



Figura 27b. Vistas generales del colapso del hotel Costa Real días después del sismo.

En algunas columnas, de planta baja o primer nivel, se observó que se había incrementado su sección transversal utilizando una camisa de concreto. El espesor adicional de concreto era aproximadamente de 5 cm. Las barras longitudinales del refuerzo representan un porcentaje de refuerzo longitudinal muy bajo. No todas las columnas del primer nivel habían sido reforzadas con encamisados y, en general, el refuerzo original por flexión y cortante era escaso, utilizándose paquetes de 2 varillas en las esquinas y estribos separados alrededor de 30 cm (figura 28). En algunas columnas dañadas, se observaron traslapes de refuerzo longitudinal arriba de la losa, de aproximadamente 30 cm de longitud, y sin confinamiento lateral.



Figura 28a. Evidencia del armado original de las columnas del hotel Costa Real.



Figura 28b. Evidencia del armado original de las columnas del hotel Costa Real.

Las trabes de fachada del primer nivel estaban reforzadas por cortante mediante estribos exteriores en forma de U, anclados en la parte superior de la losa mediante soleras y tuercas (Tena *et al.*, 1997).

Durante la inspección fue posible identificar la secuencia de construcción. Primero, se coló la columna inferior hasta el nivel de la cara inferior de la losa plana; posteriormente, se construyó la misma losa y, finalmente, se habilitó el refuerzo y se coló la columna del nivel inmediato superior, siendo ésta una práctica constructiva muy común. Aunque probablemente se hayan preparado las juntas de construcción con pequeñas llaves de corte o rugosidad artificial, era evidente la formación de dos juntas frías en la zona de unión de los elementos verticales y horizontales (Tena *et al.*, 1997).

Las dimensiones de las columnas variaban desde 60 cm por lado en planta baja (o 70 cm en algunas) hasta 30 cm en el último nivel. La altura de entrepiso de la planta baja era superior a los 3.5 m. El espesor de las losas varió entre 20 y 25 cm. La zona maciza en la losa cubría los 60 cm adyacentes a las caras de las columnas.

La calidad del concreto en columnas y losas se evaluó mediante un esclerómetro o martillo Schmidt (López y Teshigawara, 1997). El número indicado en las carátulas de los esclerómetros (medidores de dureza) es conocido como número de rebote, el cual es adimensional y tiene una relación directa con la resistencia del material cercano a la superficie de prueba. Por tanto, el número de rebote es un indicador de la resistencia del concreto evaluado con el esclerómetro. La resistencia

del concreto a la compresión varió entre 270 y 450 kg/cm<sup>2</sup> en columnas y entre 200 y 300 kg/cm<sup>2</sup> en losas.

Desde la fachada norte fue clara la formación de un mecanismo de colapso de entrepiso en los niveles superiores. No se observaron evidencias de intemperismo o problemas asociados a durabilidad (Tena *et al.*, 1997). Se observó que algunas columnas de la planta baja exhibieron fallas en sus extremos superiores características de demandas excesivas de rotación por flexocompresión (aplastamiento del concreto, fractura de los estribos, pandeo del refuerzo longitudinal). También se observó la combinación de barras longitudinales de diferentes diámetros en la mayoría de las columnas.

En los pisos superiores, las columnas exhibieron fallas en los extremos. Las columnas tenían empalmes de barras en los extremos sin confinamiento con refuerzo lateral. No se detectó daño en el resto de la columna, con excepción de los debidos al impacto durante el colapso. En los pisos superiores a la planta baja no hubo signos de daño por punzonamiento en losas.

Como se ilustra y se discute con detalle en Tena *et al.*, (1997), en la fachada sur (hacia el mar) y este, las conexiones exteriores columna–losa sufrieron daños. Estos fueron de dos tipos: (1) por aplastamiento del concreto del nudo losa–columna y, (2) por flexotorsión de la losa en el paño extremo de la zona maciza que rodeaba a la columna. En los escombros se identificaron muros divisorios de bloque hueco de cemento en la dirección N–S y flexionados en la dirección de colapso (dirección E–W). Aparentemente los muros estaban ligados a la estructura.

El hotel Los Ruisseños también sufrió daños importantes, por lo que tuvo que ser desalojado. Es una estructura de tres niveles de concreto reforzado y mampostería confinada, estructurada con base en marcos resistentes a momento y muros ligados a la estructura. El edificio está ubicado en la vecindad del puerto interior de la ciudad de Manzanillo, donde ocurrió la licuación de suelos arenosos (Tena *et al.*, 1997).

El hotel consta de dos cuerpos de estructuración similar: los cuerpos norte y sur. Entre los dos cuerpos principales, existen elementos de unión, como son pasos peatonales y barandales de las fachadas, que se intentó prolongarlos para integrar una sola fachada, visible desde la vialidad principal. Al recorrer la vialidad principal, se apreciaron ondulaciones en banquetas, guarniciones y áreas de estacionamientos en el interior del predio

que son manifestación del movimiento que sufrió el subsuelo, y con mayor intensidad en las cercanías al cuerpo de esta edificación (Tena *et al.*, 1997).

El tipo y características del daño en ambos cuerpos son similares; únicamente varió el nivel de daño, siendo de mayor severidad en el cuerpo sur (figura 29). El daño fue predominantemente de tensión diagonal, desprendimiento de recubrimientos y exposición del acero de refuerzo en los elementos verticales en columnas y castillos de concreto reforzado, así como muros de mampostería confinada. Los daños se concentraron en la vecindad de las ventanas y en los dos niveles superiores (figura 29), siendo de nivel intermedio a severo en el segundo nivel del cuerpo sur, y de menor a intermedio en todos los demás.



Figura 29. Vistas generales del daño típico presentado en el hotel Los Ruiseñores (fotos cortesía de Óscar de la Torre Rangel).

Los elementos de fachada, como son los barandales a todo lo largo de los dos cuerpos, constituidos por elementos verticales de concreto de 1 m de altura, y unidos y rematados entre sí por una dala longitudinal de concreto, sufrieron corrimiento y desprendimiento de sus armados en su empotramiento con las losas o trabes, que demuestran el anclaje deficiente en todos los niveles de los dos cuerpos de esta edificación. El mismo elemento de fachada, constituido por el barandal mencionado, sufrió golpeteo en el área de unión entre los dos cuerpos, provocando desprendimiento de sus recubrimientos, y exposición del acero de refuerzo (Tena *et al.*, 1997).

El hotel Delfos es un edificio de concreto reforzado de nueve pisos, estructurado con base en marcos con losas planas de 40 cm de peralte y columnas (figura 30). El hotel fue diseñado y construido en la década de los noventa (Tena *et al.*, 1997). El edificio cuenta con una gran cantidad de muros de mampostería *no estructurales*, algunos con acabados de lujo, que se usaron extensivamente como muros divisorios y como elementos de fachada. El daño estructural observado fue mínimo; sin embargo, el daño no estructural fue importante en todos los niveles. Se presentó principalmente agrietamiento diagonal en muros, separación de éstos con el sistema estructural principal, así como agrietamiento y desprendimientos de acabados (figura 30). El daño no estructural se produjo por la excesiva flexibilidad lateral del sistema de columnas y losa plana, que propició que los elementos no estructurales participaran en la respuesta durante el sismo. Se inspeccionaron varios cuartos tipo ubicados en los distintos niveles del hotel Delfos, donde se constató que el mobiliario del cuarto no se afectó seriamente, lo que sugiere que el sitio donde se ubica el hotel no experimentó movimientos del terreno considerables y, por tanto, que los daños observados se deben más a la flexibilidad del sistema estructural que a la intensidad de los movimientos del terreno (Tena *et al.*, 1997). Por tanto, el desempeño del hotel Delfos constituye un fracaso del criterio aplicado en su diseño desde el punto de vista económico, ya que no se eligió el mejor sistema estructural ante cargas laterales, sobre todo tomando en cuenta que su diseño es posterior al sismo del 19 de septiembre de 1985, donde se observó una respuesta inaceptable de edificios de mediana altura con base en sistemas de losa plana aligerada (Tena *et al.*, 1997).



Figura 30. Vistas generales del daño típico presentado en el hotel Delfos por su gran flexibilidad lateral (fotos cortesía de Amador Terán Gilmore).

En Puerto Vallarta, la actividad principal de la ciudad es el turismo y, por tanto, cuenta con una importante infraestructura tanto de hoteles como de condominios de tiempo compartido. A partir de la distribución geográfica de los daños se puede inferir que el tipo de terreno (efectos de sitio) tuvo una influencia importante en la ocurrencia de daños en hoteles en Puerto Vallarta (Tena *et al.*, 1997). Es importante hacer notar que no existió afectación alguna de habitaciones de hoteles ubicados en roca o terreno firme, ya que todo el daño que implicó el cierre temporal de habitaciones se concentró en hoteles ubicados en suelo blando. El 19.6% de las habitaciones (mil 100) de hoteles en suelo

blando estuvo fuera de servicio durante meses y en algunos casos más de un año (Tena *et al.*, 1997). Los hoteles al sur de la ciudad, los cuales están cimentados sobre roca, no presentaron daños, aun en los construidos hace más de 25 años. Los daños estructurales más importantes se presentaron en algunos hoteles al norte de la ciudad. El suelo en esta zona está formado principalmente por depósitos aluviales de baja compacidad. Se presentaron daños no estructurales de consideración en varios hoteles (Tena *et al.*, 1997).

El daño más severo se presentó en el hotel Vidafel, destinado a tiempo compartido, localizado en la zona de Marina Vallarta (Tena *et al.*, 1997). El hotel constaba de tres cuerpos de 12 niveles cada uno, colocados en un arreglo en U. El cuerpo central (paralelo a la playa) y el cuerpo norte (perpendicular a la playa) estaban estructurados con base en columnas metálicas de sección cajón (cuatro placas soldadas) de 35 x 35 cm en planta baja y losas reticulares de concreto reforzado de 30 cm de peralte. El cuerpo sur tenía una apariencia arquitectónica igual a la del cuerpo norte; sin embargo, su estructuración era con base en losas reticulares y columnas de concreto. Los claros en ambas direcciones eran significativamente menores a los del cuerpo norte, lo que hacía que el cuerpo sur tuviera una rigidez lateral superior a la del cuerpo norte. Los muros de fachadas y muros divisorios en el cuerpo central y el cuerpo norte eran con base en muros de tabicón y en algunos casos paneles formados de una estructura tridimensional de alambre de acero, una alma de espuma de poliestireno y recubrimientos de mortero (conocidos comercialmente como covintec o panel-w). Los muros de fachada y muros interiores en el cuerpo sur eran con base en muros de mampostería de bloques de concreto.



Figura 31. Vistas generales del daño presentado en el hotel Vidafel por su gran flexibilidad lateral (fotos cortesía de Óscar de la Torre Rangel).

Aunque se presentaron daños en los tres cuerpos, los mayores daños se concentraron en el cuerpo norte. En este cuerpo se presentaron daños muy graves en prácticamente todos los muros de fachada y en los muros divisorios. El daño consistió en agrietamientos por tensión

diagonal y fallas por volteo. Los daños más graves se presentaron en los niveles 3, 4 y 5 donde las distorsiones de entrepiso fueron lo suficientemente grandes no sólo para agrietar los muros sino para provocar su caída (figura 31). La estructura era muy flexible dada la esbeltez de las columnas y el peralte de la losa plana. Las columnas metálicas estaban conectadas a las losas por medio de unas placas cuadradas colocadas por arriba y por abajo de cada losa. En varias columnas se observó deformación de estas placas, lo cual es indicativo de que existió una concentración importante de rotaciones en la conexión losa-columna. El daño estructural más grave que se observó en este hotel fue una falla por flexocompresión que provocó el pandeo local en el extremo superior de una de las columnas del cuarto nivel (figura 31). Las diferencias de daño entre el extremo poniente y oriente de este cuerpo son indicativas de deformaciones por torsión considerables. Se observaron también daños debido al choque estructural entre los cuerpos del hotel. Si bien se observaron varios defectos en el edificio, como una mala calidad del tabicón y anclajes inadecuados de los muros divisorios, la principal debilidad de esta estructura era su gran flexibilidad lateral debido a lo reducido de las secciones de las columnas de acero y del peralte de la losa plana. Aunque se consideró inicialmente reparar el hotel, finalmente se tomó la decisión de demoler los tres cuerpos y construir un nuevo hotel en el mismo sitio (Tena *et al.*, 1997).

Otro de los hoteles que sufrió daños estructurales importantes en Puerto Vallarta fue el hotel Moronda Casa Grande, de 12 niveles ubicado en la playa de Camarones, aproximadamente 2 km al norte del centro de la ciudad (Tena *et al.*, 1997). El hotel tiene una planta rectangular con dos crujiás en la dirección transversal y siete crujiás en la dirección longitudinal (paralela a la playa). Su estructuración es con base en marcos de concreto reforzado en ambas direcciones. El primer entrepiso (planta baja) es aproximadamente 50 cm más alto que los demás entrepisos. Los muros divisorios son con base en mampostería hecha con bloques de concreto. En la dirección transversal existían muros en todos los ejes de columnas, los cuales dividen a las habitaciones, mientras que en la dirección longitudinal existían pocos muros. En la fachada poniente únicamente existía cancelería de vidrio mientras que en la fachada

oriente (del lado opuesto a la playa) únicamente existían muros de media altura para aislar las habitaciones del pasillo. Sobre dicho muro de media altura existía una ventana alargada de aproximadamente 80 cm de altura. Con el objeto de tener ventanas de las mismas dimensiones en las habitaciones de planta baja (con mayor altura de entrepiso) y en las habitaciones de los demás entrepisos se decidió colocar una trabe *no estructural* en la planta baja por debajo de la losa del primer nivel.

El daño más severo se presentó en cuatro columnas de planta baja en el eje de columnas que divide las habitaciones del pasillo. El daño en estas columnas consistió de importantes fallas por cortante (figura 32a). La falla de estas columnas fue provocada por la restricción parcial de su desplazamiento lateral en el sentido longitudinal del edificio por la presencia de la trabe *no estructural* del primer entrepiso que restringía a las columnas en la parte superior y por la presencia del medio muro de mampostería que restringía su parte inferior, concentrando prácticamente toda la deformación lateral en una pequeña porción de la columna (columna corta) de 80 cm de altura. En el primer entrepiso, la presencia de la trabe *no estructural* provocó que la porción no restringida de la columna se ubicara en la zona central de la columna en la que la separación de los estribos era de 25 cm aproximadamente. Se observaron algunos defectos en el anclaje de los estribos al no tener una longitud suficiente ni estar doblados a 135° hacia el interior de la columna, lo que hace que se deteriore rápidamente su contribución con el incremento en desplazamiento, una vez que se ha perdido el recubrimiento (Tena *et al.*, 1997).

En el segundo entrepiso se presentó en forma incipiente un modo de falla semejante. Si bien el cortante de entrepiso en este nivel pudo ser ligeramente menor al del primer entrepiso (probablemente la diferencia fue menor a un 10%), el daño fue considerablemente menor debido a que al no existir la trabe *no estructural*, la porción de columna no restringida se ubicó en el extremo superior de la columna en una zona en la que la separación de los estribos era de aproximadamente 15 cm, lo que contribuyó a incrementar su capacidad a cortante (Tena *et al.*, 1997).

El tercer hotel en Puerto Vallarta con daños estructurales de consideración fue el hotel Holiday Inn Vallarta Beach, uno de los prime-

ros hoteles construidos en la zona hotelera al norte de la ciudad en la Playa de las Glorias, el cual se construyó en 1973 (Tena *et al.*, 1997). El hotel consta de dos cuerpos principales, uno de 9 niveles y otro de 19, siendo éste último el edificio más alto de Puerto Vallarta. El más dañado fue el cuerpo de nueve niveles, que tiene una planta rectangular ubicada en forma perpendicular a la playa, con tres crujías en sentido transversal y siete crujías en sentido longitudinal. Existe un pasillo central con habitaciones a ambos lados. Su estructuración es con base en losas planas y columnas de concreto reforzado. Las columnas son de secciones rectangulares muy alargadas y orientadas con su mayor rigidez en el sentido transversal del edificio.

La mayor parte del daño en este hotel se debió al movimiento lateral de la estructura en el sentido longitudinal, muy superior al que se presentó en sentido transversal. El daño no estructural fue muy generalizado, tanto de los muros longitudinales interiores (los que dividen el pasillo de las habitaciones) como de los de fachada, así como la cancelería de aluminio y vidrios de los balcones. En los balcones existían varios elementos arquitectónicos que fueron seriamente dañados, como pretilas, arcos falsos y columnas falsas entre algunas de las habitaciones. Los daños fueron más severos en los primeros cinco niveles del edificio (Tena *et al.*, 1997).



a) Columna corta, hotel Moronda Casa Grande.



b) Columna corta, hotel Vallarta Beach.



c) Falla de adherencia en el nudo, hotel Vallarta Beach.

Figura 32. Daño presentado en hoteles de concreto reforzado de mediana altura en Puerto Vallarta (fotos de Francisco García Jarque).

Los daños estructurales más importantes fueron la falla por cortante de dos columnas de la fachada norte (figura 32b). La falla de estas co-

lumnas también tuvo su origen en un problema de columna corta provocado por la restricción de su desplazamiento lateral por la presencia de los pretiles del balcón; cuando se tomó la fotografía (figura 32b) ya habían sido demolidos los pretiles. También se observaron daños estructurales importantes en el cubo de escaleras ubicado en el extremo poniente de este cuerpo. Se advirtieron fallas por cortante (tensión diagonal) en traveses y agrietamientos severos por flexión ocasionados a su vez por fallas de adherencia en conexiones exteriores viga-columna. Como se puede observar en la figura 32c, estas fallas de adherencia del acero longitudinal de las traveses se debieron a anclajes inadecuados y a la falta de confinamiento en la conexión (Tena *et al.*, 1997).

Los daños estructurales fueron reparados localmente inicialmente. En el cubo de escaleras, severamente dañado, se reforzaron la conexión viga-columna por medio de placas soldadas, además de reforzar las vigas con estribos adicionales. Se eliminó el pretil de fachada que provocó la falla por cortante de dos columnas del segundo nivel y, finalmente, se confinaron y desligaron perfectamente los muros de mampostería. Estos trabajos se realizaron con la finalidad de restituir su rigidez y resistencia y de corregir los defectos constructivos que quedaron al descubierto durante el sismo. Se diseñó también un proyecto de reestructuración del inmueble para incrementar su seguridad ante sismos severos, el cual se inició en mayo de 1996 (Tena *et al.*, 1997).

El cuarto hotel importante en sufrir daños significativos fue el hotel Sheraton Bugambillas, de categoría Gran Turismo. El complejo hotelero está compuesto de seis edificios con base en marcos de concreto reforzado de 13 pisos que tienen cuatro crujiás en la dirección longitudinal. En la dirección transversal cuenta con tres crujiás en los primeros dos niveles y con una sola crujiá central de los niveles tres a trece, por lo que prácticamente la crujiá central forma una estructuración esbelta tipo torre. Las columnas están orientadas de manera que su rigidez lateral fuera mayor en dirección transversal, intentando con ello contrarrestar la esbeltez de la estructuración. La torre central está desplantada en un cajón de cimentación, mientras que los marcos adicionales de dos niveles se encuentran cimentados en zapatas aisladas (Camba, 1996).

En la inspección realizada después del sismo se observó agrietamiento por tensión diagonal en los muros divisorios de mampostería y la caída o desprendimiento de algunos plafones. Uno de los edificios presentó un desplomo en la dirección transversal del orden de 0.4% de la altura del edificio. También se presentó daño no estructural en la dirección longitudinal del edificio como consecuencia del choque estructural con los edificios adyacentes, lo que ocasionó el desprendimiento de recubrimientos exteriores (Camba, 1996). El golpeteo se produjo ya que, debido a la orientación de las columnas, la estructura era muy flexible en la dirección longitudinal.

El daño observado debe atribuirse a la gran flexibilidad de los edificios en ambas direcciones, ya que los desplazamientos laterales fueron responsables del agrietamiento por tensión diagonal de los muros de mampostería en la dirección transversal y del choque entre edificios contiguos en la dirección longitudinal, el cual ocurrió debido a que la separación existente entre ellos no era suficiente. El hotel fue reparado de inmediato (Tena *et al.*, 1997).

En general, en Puerto Vallarta se presentaron daños no estructurales de consideración en varios de sus hoteles, y un ejemplo muy representativo es el experimentado en las escaleras del hotel Westin Regina, como se ilustra en la figura 33.

El daño en hoteles no se presentó sólo en Manzanillo y en Puerto Vallarta, sino en muchas poblaciones de menor importancia que se ubican principalmente a lo largo de la costa del estado de Jalisco, entre las más importantes Barra de Navidad y Melaque (Tena *et al.*, 1997).

En términos generales se puede concluir lo siguiente con respecto al comportamiento sísmico de la infraestructura hotelera de la zona, conforme a lo que se observó en Manzanillo y Puerto Vallarta principalmente. Los hoteles de Gran Turismo, diseñados con reglamentos modernos y por profesionales bien preparados, tuvieron un comportamiento razonablemente satisfactorio (por ejemplo, los hoteles Sierra Radisson y Karmina Palace de Manzanillo). En cambio, los hoteles de Gran Turismo diseñados con reglamentos modernos y por profesionales mal preparados, tuvieron un comportamiento insatisfactorio (por ejemplo, el hotel Delfos y el hotel Vallarta Beach), donde se observaron daños inaceptables

en elementos estructurales y no estructurales por la excesiva flexibilidad lateral de la estructura y el nulo desligue que existió entre la estructura original y muros divisorios de mampostería, o entre la estructura original y pretilos. Los hoteles diseñados antes de los años ochenta tuvieron daños importantes por problemas de diseño conceptual, principalmente. El hotel Costa Real en Manzanillo colapsó por dos razones: (a) su diseño y refuerzo original era deficiente y, (b) el refuerzo que se le realizó previo al sismo del 9 de octubre de 1995 era conceptualmente erróneo y deficiente. Por ello, el colapso del hotel Costa Real puso de manifiesto la necesidad de estudiar con mucho cuidado los proyectos de reparación de estructuras dañadas y cuidar su correcta ejecución.



Figura 33. Daño no estructural en el cubo de escaleras del hotel Westin Regina (foto cortesía de Eduardo Miranda).

### *Reparación de escuelas*

Llamó poderosamente la atención el excelente comportamiento de dos escuelas públicas de dos niveles, originalmente de marcos de acero estructural, que fueron previamente reparadas con contraventeos metálicos (figura 34). Ambos planteles se localizan en el centro de Manzanillo, una cercana a la plaza principal, a unos metros de la oficina de correos, y la otra

a unas cuadras de la central de autobuses que colapsó. Ambas estructuras no sufrieron daño alguno, lo que sugiere que el proyecto de reparación fue adecuado, sobre todo si se toma en cuenta la gran densidad de muros de mampostería utilizados en los planteles como muros divisorios y en los cubos de escaleras, los cuales no presentaron agrietamiento alguno (Tena y Del Valle, 1996; Tena *et al.*, 1997). Estas son excelentes noticias, ya que existen muchas escuelas reparadas con contravientos metálicos similares a los observados en Manzanillo en todo el país, incluyendo el Distrito Federal, ya que formó parte de un programa nacional de reforzamiento de planteles escolares iniciado como respuesta a los daños observados en planteles escolares durante los sismos de septiembre de 1985.



Figura 34. Escuela en Manzanillo reparada con contravientos metálicos con excelente comportamiento.

## Conclusiones principales sobre el macrosismo de Manzanillo

Como ya se había dicho en su tiempo (Del Valle y Tena, 1997), las principales conclusiones sobre este sismo con miras de mitigar los efectos de sismos intensos en los puertos y ciudades próximas a las costas de Jalisco y Colima son las siguientes:

- Es conveniente instrumentar más los estados de Colima y Jalisco, particularmente la zona costera, que es donde se han presentado dos de los sismos más intensos del presente siglo, tanto en roca como en otros tipos de suelo, para estimar las amplificaciones que se observen y poder estimar mejor los coeficientes sísmicos para diseño y microzonar las ciudades importantes de la región: Manzanillo, Puerto Vallarta, Colima, Guadalajara, Ciudad Guzmán y otras, lo que permitiría desarrollar reglamentos de diseño sísmico con microzonaciones más realistas y, de esta manera, reducir la vulnerabilidad de las estructuras que se diseñen conforme a tales normas.
- También es conveniente hacer estudios de detalle de geotecnia en zonas de depósitos aluviales o lagunares y de rellenos de la región para estimar su potencial inestabilidad estructural o de licuación, así como la magnitud de los asentamientos que pueden esperarse.
- En caso necesario, se recomendará el mejoramiento o la compactación en áreas específicas donde haya obras importantes, como instalaciones portuarias, puentes, centrales termoeléctricas y líneas vitales como redes de abastecimiento de agua potable, de drenaje, líneas de transmisión de energía eléctrica, líneas telefónicas, oleoductos, etcétera.
- Al igual que ya se está haciendo en la ciudad de México, sería conveniente instrumentar también algunos edificios públicos importantes de la costa mexicana del Pacífico y del interior del país, en Manzanillo, Colima, Puerto Vallarta, Guadalajara, Barra de Navidad, etc., con objeto de conocer mejor sus características de respuesta en comparación con la teoría, lo que permitirá mejorar los modelos analíticos utilizados en el diseño de

estructuras e incorporar estas experiencias en los reglamentos de construcción.

- Se observó una gran cantidad de daños en viviendas que se construyeron sin la participación de profesionales de la ingeniería y la arquitectura, por lo que se requiere elaborar manuales de autoconstrucción, con las técnicas locales, donde se tome en cuenta de manera especial la respuesta a los sismos. La forma de hacer llegar la información a los usuarios puede ser a través de manuales y cartillas difundidas por dependencias gubernamentales que tengan contacto con ellos, como las Secretarías de Gobernación (SG), de Desarrollo Social (SEDESOL), de la Reforma Agraria (SRA), de Salud (SSA) y de Comunicaciones y Transportes (SCT), entre otras instituciones. Cabe señalar que el reciente sismo de Puerto Príncipe, Haití de enero de 2010 pone otra voz de alerta de lo destructivo que puede ser un sismo cuyo epicentro se encuentre muy cercano a una población importante donde se cuente con un enorme número de viviendas de autoconstrucción.
- Se debe poner especial énfasis en las características de rigidez mínimas que deben cumplir los edificios de concreto reforzado o de estructura metálica. Para ello, se debe permear resultados de investigaciones recientes en reglamentos y en cursos de actualización y seminarios dirigidos a los ingenieros de la práctica y a los estudiantes de las carreras de ingeniería civil.
- Muchos daños ocurrieron en este temblor debido a la gran flexibilidad de las estructuras y a la construcción inadecuada de muros de relleno, que no tienen holgura para permitir el movimiento de las estructuras. En ocasiones, estos muros han evitado el colapso de las estructuras, pero en otras lo han propiciado, sobre todo cuando se generan mecanismos de planta baja flexible o columnas cortas por la altura parcial de los muros.
- Se requiere una supervisión adecuada en la construcción de edificios de cualquier altura, no únicamente en los más altos.
- Los fuertes daños observados en algunas estructuras típicas para hospitales, centrales camioneras, escuelas, que se han he-

cho con las mismas características en otras zonas sísmicas del país, conducen a la necesidad de evaluar su vulnerabilidad antes que sean sometidas a un temblor intenso, para hacer las modificaciones pertinentes o los refuerzos necesarios, incluyendo el uso de tecnologías modernas y enfoques modernos de diseño sísmico, como el diseño por desempeño.

Cabe señalar que durante el sismo del 21 de enero de 2003 (Alcocer y Klingner, 2006), que afectó principalmente a la zona conurbana de Colima, se observó que la mayoría de las conclusiones que se derivaron del sismo de Manzanillo de 1995, y que se hicieron llegar a oficinas gubernamentales, les pasaron de noche, o simplemente no las leyeron o tomaron en cuenta. ¡Ojalá esta vez el mensaje sobre las enseñanzas del sismo del 9 de octubre de 1995 en Manzanillo tenga mejor suerte!

### Acciones por realizar a mediano plazo por la ingeniería sísmica mexicana para mitigar el efecto de sismos intensos

A pesar de los grandes avances que ha hecho la ingeniería sísmica mexicana en los últimos 25 años, a partir de los sismos de septiembre de 1985, existen muchas acciones por emprender para reducir la vulnerabilidad de las estructuras nuevas y existentes en las zonas de alto peligro sísmico de México. Entre muchas otras, el que escribe considera prioritarias las siguientes.

#### *Protección civil*

1. Mejorar la operación y confiabilidad de la alerta sísmica y extender su potencial cobertura a toda la zona de subducción de las costas del Pacífico.
2. Continuar con los programas de prevención y de adiestramiento de la población ante sismos.
3. Establecer un programa nacional de identificación de estructuras vulnerables para poder tomar las medidas preventivas correspondientes.

### *Investigación*

1. Regionalización, zonación y microzonación sísmica óptima.
2. Tecnologías modernas: disipación pasiva de energía, aislamiento sísmico, control híbrido y empleo eficiente de fibras de carbono.
3. Estudio analítico y experimental del comportamiento sísmico de los principales sistemas estructurales utilizados en México: mampostería, concreto reforzado, acero estructural, sección compuesta, prefabricados, estructuraciones mixtas, etcétera.
4. Estudio profundo de las principales condiciones de irregularidad (torsión, piso suave, esbeltez, escalonamiento) y cómo afectan el comportamiento sísmico de estructuras.
5. Evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras, con particular énfasis en el estudio de nuevas tecnologías y el estudio experimental de técnicas utilizadas con anterioridad y que han demostrado ser exitosas.
6. Criterios de diseño por desempeño no solamente para el estado de prevención de colapso, sino para los otros objetivos de desempeño.

### *Acciones prioritarias en el mediano plazo*

De los temas identificados como importantes a concretar en el mediano plazo, existen algunas líneas que lucen como prioritarias, como las que se enuncian a continuación. Varias de ellas se encuentran actualmente en desarrollo, afortunadamente.

### *Criterios de diseño por desempeño*

1. Normativizar los criterios de desempeño estructural y los espectros de diseño por riesgo uniforme conforme a la realidad sísmica, social y económica de nuestro país.
2. Desarrollar métodos de análisis y diseño confiables a distintos niveles (métodos simples y rigurosos).

3. Definir realista y cuidadosamente los límites de distorsión de entrepiso para distintos niveles de desempeño para los principales sistemas estructurales utilizados en México con base en estudios experimentales y analíticos específicamente encaminados para este fin.

### *Reglamentación*

1. Concretar los anteproyectos de normas modelo para:
  - a. Disipadores de energía y aislamiento sísmico.
  - b. Puentes (urbanos y carreteros).
  - c. Evaluación y rehabilitación de estructuras.
2. Mejorar todas las normas técnicas complementarias de los reglamentos con base en las investigaciones que se realicen y las aportaciones que realicen los ingenieros de la práctica.
3. Desarrollar un reglamento modelo de diseño por desempeño a nivel nacional sólidamente fundamentado, que considere los distintos objetivos de desempeño estructura y las diferencias que, con base en ello se deben tener en los requisitos de detallado estructural, y que tome en cuenta la realidad sísmica y socioeconómica de nuestro país.

### *Práctica profesional*

Seguir el ejemplo de los japoneses, donde queda perfectamente establecida la jerarquización de los ingenieros en función de su grado de preparación y experiencia, y en función de esto se ponen límites al ejercicio de su práctica profesional, lo que es del conocimiento de autoridades gubernamentales y particulares. Esto permitiría que la figura del responsable estructural en ingeniería fuera en cierta forma equivalente a la que tienen los médicos especialistas o el notario público. En opinión de muchos, las consecuencias directas serían una mejor práctica profesional que sirviera de mejor manera a la sociedad y, por ende, la revaloración de la profesión a todos niveles.

## Agradecimientos

Una gran parte del material que aquí intentamos presentar de manera sintética fue fruto del trabajo y esfuerzo de un enorme número de colegas que colaboraron con un servidor en un proyecto de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS) en la elaboración del libro *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*. A todos ellos les reafirmo mi gran reconocimiento por su cooperación en esta noble causa, pero muy en particular agradezco a mi querido profesor, el maestro Enrique Del Valle Calderón, que me haya acompañado en llevar a buen fin esa empresa. En este trabajo se presentan muchas fotografías que ilustran los daños o buenos comportamientos observados. Algunas de estas fotos no son material de este autor, sino que fueron facilitadas por los siguientes colegas con motivo del proyecto del libro de referencia editado por la SMIS, como se acredita su autoría en el texto, si mi memoria no me falla. Por ello agradezco nuevamente a Óscar de la Torre Rangel, Enrique Martínez Romero (qepd), Francisco García Jarque, Amador Terán Gilmore, Eduardo Miranda Mijares y Óscar López Bátiz el haberme permitido emplear su material fotográfico, el cual acredito propiamente, conforme me lo dicta mi memoria.



## Bibliografía

Alcocer, S M, A Tena, R Berrón, O de la Torre, E del Valle, F García, O López, E Martínez, E Miranda, V M Pavón y J Tejeda. 1997, “Estructuras de mampostería y adobe”, en Arturo Tena Colunga (editor), *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, primera edición, octubre, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, pp. 233-267.

Alcocer, S. M. y R. E. Klingner (editores técnicos), 2006, *El sismo de Tecomán, México, del 21 de enero de 2003*, primera edición, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Earthquake Engineering Research Institute, marzo.

Avilés J. J., M. Espinosa, A. López y V. Trueba, 1997, “Instalaciones industriales”, en Arturo Tena Colunga (editor), *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, primera edición, octubre, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, pp. 172-196.

Camba J., L., 1996, “Experiences About the Behavior of Buildings During the Earthquake of October 1995 in Puerto Vallarta and Manzanillo, Mexico”, *Memorias, 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, junio, artículo, núm. 1965, s.p.

De la Torre, O., 1997, Comunicación personal.

Del Valle, E. y A. Tena, 1997, "Conclusiones", en Arturo Tena Colunga (editor), *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, primera edición, octubre, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, pp. 342-343.

Domínguez J., F., J. Sánchez, S., K. Singh, J. Borrero, F. Courboux, C. DeMets, D. Escobedo, J. I., González, C. Gutiérrez, A. Hurtado, V. Kostogolodov, T. Melbourne, M. Ortiz, J. F. Pacheco, G. Reyes, O. Sánchez, M. A. Santoyo y G. Suárez, 1997, "Sismología", en Arturo Tena Colunga (editor), *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, primera edición, octubre, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, pp. 11-26.

Gómez, R., A. Galindo, S. M. Alcocer, O. López, V. M. Pavón y A. Tena, 1997, "Líneas vitales", en Arturo Tena Colunga (editor), *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, primera edición, octubre, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, pp. 159-171.

López, O. y M. Teshigawara, 1997, "Informe de daños en edificaciones durante el sismo de Colima del 9 de octubre de 1995 en la zona epicentral: informe sobre las ciudades de Manzanillo, Cihuatlán, Barra de Navidad, Melaque y Jaluco", en *Cuaderno de Investigación, núm. 40*, mayo, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, s.p.

Martínez, E. y V. M. Pavón, 1996, *El sismo de Manzanillo, Colima, del 9 de octubre de 1995* (artículo inédito).

Ovando, E., L., Vieitez, J. D. Alemán, R. Contreras, G. Castellanos, C. Navarro, A. Sámano, F. Sánchez y M. Sánchez, 1997, "Geotecnia", en Arturo Tena Colunga (editor), *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, primera edición, octubre, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, pp. 85-133.

Reinoso, E., M. Chávez, J. M. Espinosa, M. Ordaz, L. E. Pérez y S. K. Singh, 1997, “Movimientos del terreno”, en Arturo Tena Colunga (editor), *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, primera edición, octubre, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, pp. 27–44.

Reinoso, E. y C. Javier, 1997, “Presas”, en Arturo Tena Colunga (editor), *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, primera edición, octubre, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, pp. 134–147.

Rodríguez, M., O. de la Torre, M. Saénz y R. Zamudio, 1997, “Instalaciones portuarias”, en Arturo Tena Colunga (editor), *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, primera edición, octubre, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, pp. 148–158.

Tena, A. y E. del Valle, 1996, “Impresiones sobre el comportamiento de estructuras de la ciudad de Manzanillo ante el sismo del 9 de octubre de 1995”, en *Memorias, X Congreso nacional de ingeniería estructural*, noviembre, Mérida, Yucatán, vol. I, pp. 433–443.

Tena, A. (editor), 1997, *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, primera edición, octubre de 1997, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima.

Tena, A., E. del Valle, S. M. Alcocer, R. Berrón, J. L. Camba, O. de la Torre, F. García, O. López, E. Martínez, E. Miranda, V. M. Pavón y A. Terán, 1997, “Edificios”, en Arturo Tena Colunga (editor), *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, primera edición, octubre, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima pp. 268–324.

Web Berkeley, 2004, página web <http://nisee.berkeley.edu/images/servlet/EquiListQuake>.

