

**SISTEMA NACIONAL PARA LA PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE DESASTRES
SOCIEDAD COLOMBIANA DE INGENIEROS**

**SEMINARIO
DESASTRES SISMICOS EN GRANDES CIUDADES
"Enseñanzas en Mitigación y Operativos de Emergencia"**

**"REVISIÓN DE NORMAS Y REFUERZO DE CONSTRUCCIONES
DESPUES DE TEMBLORES INTENSOS: MEXICO 1.985"**

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
Luis Esteva M.
Director
Instituto de Ingeniería
Ciudad Universitaria, México.**

REVISIÓN DE NORMAS Y REFUERZO DE CONSTRUCCIONES
DESPUES DE TEMBLORES INTENSOS: MEXICO 1985

Luis Esteva*

Introducción

Cada temblor intenso nos hace dudar sobre las estimaciones previas de peligro y riesgo sísmico, nos trae nuevas lecciones sobre comportamiento de construcciones y nos obliga a revisar criterios y procedimientos de diseño y ejecución de obras de ingeniería. También nos conduce a la necesidad de evaluar la seguridad de estructuras existentes, de establecer criterios para decidir sobre su reparación o refuerzo y de desarrollar métodos de construcción confiables para estas últimas labores.

La revisión de las normas de diseño y construcción se realizan bajo el criterio de lograr un balance óptimo entre seguridad y economía de las obras que se realicen de acuerdo con ellas. Para este fin es indispensable actualizar conocimientos sobre las relaciones entre excitación y respuesta sísmicas a la luz de las experiencias derivadas de las observaciones, así como de estudios teóricos y experimentales estimulados por ellas y que amplíen su alcance.

La formulación de normas para reparación y refuerzo de estructuras existentes reviste problemas importantes. Por una parte, cuando las observaciones, tanto sismológicas como de ingeniería, señalan la necesidad de incrementar las sollicitaciones de diseño, de mejorar los detalles constructivos y de hacer más estrictos los criterios de control de calidad para obras nuevas, surgen dudas sobre el grado en que los nuevos requisitos deben afectar a las estructuras existentes, principalmente en los casos en que no se observan daños de consideración. Por otra parte, la gran dispersión que suele presentarse en los niveles de daños sufridos por construcciones que en apariencia son igualmente seguras genera serias incertidumbres sobre posibles daños ocultos en construcciones aparentemente sanas o sobre la posibilidad de su comportamiento más desfavorable ante temblores futuros de intensidad comparable a las que tales construcciones han resistido. Aquí, como al formular normas aplicables a construcciones nuevas, rigen los criterios de balance óptimo entre seguridad y economía, pero en condiciones diferentes de información sobre comportamiento esperado y de relaciones entre seguridad y costo.

Las consideraciones anteriores condujeron la revisión de las normas de diseño y construcción en el Distrito Federal después de los temblores de septiembre de 1985, así como el establecimiento de requisitos de reparación y refuerzo de construcciones existentes. En el trabajo presente se resumen los requisitos que se establecieron, tanto para obras nuevas como para las que sobrevivieron los temblores de 1985, así como las observaciones y estudios que condujeron a ellos. Además, se describen las

* Investigador y Director, Instituto de Ingeniería, UNAM
Ciudad Universitaria, 04510, México, D F

soluciones adoptadas para reparar o reforzar algunas construcciones importantes.

Lecciones derivadas del temblor del 19 de septiembre de 1985

Las observaciones sobre el comportamiento de construcciones durante el evento citado, así como los estudios realizados para interpretar las observaciones o para extender su alcance han sido ampliamente difundidos (1-4), por lo que aquí se presenta únicamente un resumen de las conclusiones, como punto de partida de la revisión de las normas. Gran parte de esta sección es prácticamente una traducción de la ref. 3.

La adopción de normas modernas de ingeniería sísmica en la ciudad de México data de 1957, como consecuencia del temblor que ocurrió ese año, causando alrededor de 100 muertes, el colapso de seis edificios y un elevado monto de daños en estructuras y acabados; pérdidas que eran las mayores hasta entonces observadas en la ciudad. Lo que entonces se aprendió sentó las bases para las varias revisiones de normas de diseño sísmico que tuvieron lugar entre 1957 y 1985, en todas las cuales la intensidad observada en 1957 se tomaba como referencia para establecer los espectros de diseño. Durante el temblor de 1985 se registró en un sitio en la zona de terreno arcilloso de la ciudad de México una aceleración máxima del terreno igual aproximadamente al triple de la que se estima debió haber ocurrido en 1957 en el centro de la ciudad, también en terreno blando, aunque algo más compacto que el del primer caso. De ahí que la principal lección del evento de 1985 haya sido que su intensidad superó ampliamente el valor máximo probable implícito en las normas entonces vigentes.

Dadas las observaciones sobre daños causados por temblores intensos en la ciudad a partir de 1957, no causó sorpresa notar que las amplitudes del movimiento del terreno, así como su duración y ordenadas espectrales sufrían amplificaciones considerables en una extensa zona de la ciudad, como consecuencia de las características locales del terreno, pero la magnitud de la amplificación fue en verdad inesperada. Cuando se comprende que los espectros de diseño, reducidos por comportamiento no lineal, que se especifican para el diseño de estructuras ordinarias de acero o de concreto reforzado tienen ordenadas máximas de 0.06g, mientras que el espectro lineal, para 5 por ciento de amortiguamiento, que resulta del acelerograma registrado en el estacionamiento de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) alcanzó ordenadas cercanas a 1g, no parece necesario buscar razones adicionales para explicar la profusión de daños sufridos por estructuras, cimentaciones y tuberías subterráneas. Los ingenieros encargados de revisar las normas de diseño y construcción hubieron de afrontar los problemas de entender las reservas de resistencia estructural que permitieron la supervivencia de muchos edificios, de actualizar sus estimaciones del peligro sísmico en la ciudad de México y decidir sobre niveles aceptables de riesgo, de asimilar las lecciones derivadas de la respuesta de construcciones razonablemente bien proyectadas y ejecutadas ante temblores de muy elevada intensidad, y de estimar el posible impacto de modificar los reglamentos de diseño y construcción en la seguridad y en la economía. A pesar de la gran destrucción observada, en proporción con el tamaño de la ciudad que afectó

el evento no puede tomarse como un desastre comparable a los que prácticamente o literalmente han borrado del mapa poblaciones enteras.

A continuación se describen brevemente los principales tipos de daño observados.

Falla frágil de columnas. El colapso de muchos edificios de concreto reforzado se debió a la incapacidad de sus columnas para resistir las excesivas demandas de ductilidad impuestas en ellas por un número elevado de repeticiones de carga, lo que dió lugar a la degradación del material en mayor grado que lo que se habría esperado con base exclusivamente en experiencias previas sobre la respuesta de estructuras similares a un número menor de deformaciones muy grandes, como es típico de la respuesta estructural en terreno firme cerca del epicentro de temblores de gran magnitud. A la acentuada vulnerabilidad de estos miembros contribuyeron la escasez de anillos en columnas, lo amplió de su separación y la concentración excesiva de refuerzo longitudinal en paquetes en las esquinas.

Incertidumbres asociadas con respuesta no lineal. Gran parte de lo que aprendimos tiene que ver con las discrepancias entre las respuestas de estructuras cuando sufren incursiones importantes en sus intervalos de comportamiento no lineal (y pueden verse sujetas a procesos severos de degradación de rigideces) y las respuestas predichas por medio de los procedimientos aproximados que aplican los ingenieros en forma rutinaria al diseñar estructuras. A estos problemas nos enfrentamos en las muchas clases de edificios asimétricos, cuyo colapso resultó probablemente de oscilaciones torsionales extremas, a pesar de recomendaciones reglamentarias que tratan de cubrirlas; o en los muchos casos de primer piso débil, en donde la profusión de muros de mampostería colocados como rellenos en todos los entrepisos a excepción del primero aumenta la capacidad lateral de los entrepisos superiores, reduce drásticamente la posibilidad de que disipen energía mediante comportamiento no lineal y obliga a que este fenómeno se concentre en los miembros estructurales del primer entrepiso.

Impacto e interacción suelo-estructura. En más de 40 por ciento de los edificios colapsados o seriamente dañados ocurrió impacto con estructuras adyacentes. En algunos casos el impacto únicamente causó daños locales menores, pero en otros condujo al colapso. El cabeceo debido a la interacción suelo-estructura pudo haber aumentado la intensidad de los impactos, y puede también ser responsable de los muchos casos de falla de los pisos superiores.

Efectos P-delta. Los grandes desplazamientos de entrepiso e inclinaciones residuales de muchos edificios señalan las contribuciones decisivas de los efectos P-delta a daños y colapsos.

Sobrecarga de edificios. Muchos casos de colapso o daño severo se asocian con cargas muertas o vivas en exceso de los valores especificados. Con frecuencia, las excesivas cargas vivas resultaban de alteraciones del tipo de ocupación o de emplear para archivos pesados los espacios destinados a mobiliario convencional de oficinas, en particular en los pisos superiores de edificios empleados para oficinas de depen-

dencias gubernamentales.

Comportamiento inadecuado de losas planas aligeradas. Las estructuras a base de losas planas aligeradas se diseñaban con frecuencia en México para condiciones sísmicas considerando rigideces y coeficientes de distribución de momentos determinados empíricamente años antes en los Estados Unidos para losas planas sólidas convencionales, que poseían ábacos y capiteles sólidos, bajo la acción de cargas verticales. Estos criterios habían mejorado considerablemente con base en investigación realizada durante los últimos diez o quince años, pero las mejoras sólo en casos aislados habían trascendido a la práctica de la ingeniería. En consecuencia, las estructuras a base de losas planas que se empleaban en México eran muy flexibles y poco dúctiles. Muchas fallaron en sus columnas, y en otros casos estas perforaron las losas, las cuales fallaron en cortante bajo la acción de cargas verticales y laterales.

Daños previos. Muchas construcciones en la ciudad presentan inclinaciones o asentamientos diferenciales significativos, resultantes de cargas permanentes o de temblores previos, y no es poco probable que algún daño producido por estos se halle oculto en miembros estructurales o en cimentaciones. Aunque no es fácil estimar la relación entre asentamientos diferenciales, daño estructural y capacidad sísmica remanente, existe poca duda sobre el efecto que en reducir la resistencia lateral tienen la asimetría de las curvas carga-deformación (5, 6) y la consecuente acumulación de fluencia plástica en una dirección debida a la inclinación de la cimentación, sea que esta haya ocurrido antes del temblor o durante el mismo.

Fallas de cimentación. No fueron muchos los casos de predominio obvio de la falla de cimentación, pero en ciertos casos fueron lo suficientemente drásticos para hacer notar el riesgo planteado por reducciones substanciales de la capacidad en cortante de masas de suelo sujetas a un número elevado de ciclos de carga. Algunas cimentaciones a base de pilotes de fricción mostraron ser particularmente susceptibles a estas reducciones, y dieron lugar a inclinaciones residuales excesivas de edificios, incluyendo un caso de colapso por volteo. Se tuvieron también algunos casos de edificios con valores pequeños de la relación altura/ancho, que se asentaron como cuerpo rígido, casi verticalmente, probablemente como resultado de la pérdida de capacidad de carga asociada con la pérdida de la resistencia en cortante de la arcilla, sujeta a la combinación de elevadas presiones verticales y cargas laterales alternantes.

Variaciones rápidas de densidad de daños. Mucha atención han atraído las variaciones drásticas de densidades de daños con la localización dentro de la zona de terreno blando en la ciudad de México. Diversas explicaciones factibles se han expresado en relación con dichas variaciones, desde hipótesis relativas a la presencia de subzonas pequeñas de material más blando que el promedio, o de concentraciones aleatorias de estructuras más débiles, hasta la posibilidad de interferencia constructiva de trenes de ondas superficiales que viajan a los bordes del valle de México y se reflejan ahí. La última hipótesis se apoya en resultados preliminares de estudios de respuesta dinámica realizados a partir de modelos simplificados de la morfología y la estratigrafía del valle.

Deformaciones locales del suelo. En las áreas de la ciudad de México en donde se presentaron las mayores intensidades, se observaron grandes deformaciones locales del terreno, típicas de ondas superficiales de gran amplitud. Estas deformaciones dieron lugar a flexión de rieles de tranvías, aplastamientos locales del pavimento y falla de tuberías de asbesto-cemento y fierro fundido del sistema de distribución de agua. El hecho de que en ningún temblor previo en la ciudad, al menos durante el presente siglo, se haya observado la ocurrencia extendida de estos tipos de daños, a pesar de que algunos de los elementos afectados existían desde entonces, puede tomarse como indicador de la excepcional intensidad del temblor del 19 de septiembre de 1985.

Resumen de las lecciones aprendidas. La regularidad del movimiento y lo elevado del número de ciclos dieron lugar a un deterioro más pronunciado de rigidez y resistencia que el que suele provenir de temblores de banda ancha y corta duración registrados en terreno firme.

La regularidad del movimiento hizo especialmente vulnerables a las estructuras con periodo fundamental "efectivo" (es decir, valor alargado a partir del periodo lineal inicial, como consecuencia de respuesta no lineal) cercano a 2 seg. El deterioro de resistencias fué responsable de la mayor vulnerabilidad de columnas de concreto reforzado, en comparación con la de losas y vigas, así como de la reducción de la capacidad ante ciertos modos de falla, tales como los debidos a cortante y adherencia.

El temblor evidenció abruptamente las amplias incertidumbres asociadas con los procedimientos aplicados rutinariamente en la práctica de la ingeniería para estimar las respuestas de estructuras ante temblores intensos. Esta es una de las más importantes lecciones, y se relaciona fuertemente con otra, igualmente importante: mostrar las limitaciones de los métodos de frontera de la práctica para responder a la pregunta de por qué sobrevivieron tantas construcciones, a pesar de la excepcional intensidad del movimiento del terreno.

Revisión de normas de diseño sísmico

Inmediatamente después de los temblores se integraron por decreto del Presidente de la República, diversas comisiones orientadas a realizar las labores de rescate y restablecimiento ante la emergencia y dictar las normas técnicas requeridas para el reforzamiento de las construcciones dañadas y para la ejecución de nuevas obras. Esta última misión, incluyendo la evaluación técnica del comportamiento observado de las construcciones, quedó a cargo del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción, constituido por investigadores especialistas en sismología e ingeniería sísmica, ingenieros de diseño y construcción y miembros de dependencias oficiales. Este grupo coordinó los trabajos iniciales de observaciones técnicas sobre los efectos del temblor, identificó temas que requerían investigarse y planteó la revisión de las normas en dos etapas: una de emergencia, casi inmediata, y otra, más profunda y completa, a mediano plazo (del orden de un año). La primera revisión, apoyada en lo técnico por las conclusiones inmediatas de una campaña de observaciones de comportamiento de construcciones, se promulgó como Nor-

mas de Emergencia (7) cinco semanas después del temblor. La segunda se terminó a principios de 1987 y se implantó a mediados del mismo año (8).

Las Normas de Emergencia incluían modificaciones importantes al Reglamento de Construcciones entonces vigente y a sus Normas Técnicas Complementarias. Entre estas modificaciones destacan las siguientes (2):

- a) Los coeficientes para diseño sísmico para construcciones ordinarias de habitación y oficinas fueron incrementados en 67 por ciento para el área de terreno blando y en 33 por ciento para la zona de transición.
- b) Los factores de reducción de resistencia (que se aplican en las ecuaciones de diseño a los valores nominales de las resistencias últimas) sufrieron disminuciones que fluctúan entre 18 y 33 por ciento para los modos frágiles de falla de estructuras de concreto reforzado y de acero. Se aplicaron reducciones aun mayores a la capacidad de adherencia entre el suelo y pilotes de fricción.
- c) Se hicieron considerablemente más estrictos los requisitos relativos a detalles constructivos orientados a lograr comportamiento dúctil y evitar el deterioro causado por repetición de cargas.
- d) Se impusieron restricciones severas a los valores nominales permisibles de excentricidades torsionales de entrepiso.
- e) Se acentuaron los requisitos previamente existentes relativos a uniformidad de rigideces y factores de seguridad a lo largo de la altura de edificios.
- f) De manera similar, se acentuaron las limitaciones relativas a deformaciones laterales tolerables de edificios y los requisitos de distancias libres entre construcciones existentes, como función de tales deformaciones.
- g) Se estableció la obligación de contar con un supervisor de obra, independiente del contratista, para edificios especialmente importantes o grandes (area construida mayor de 3000 m²).
- h) Los planos estructurales deben incluir dibujos a escala de los detalles constructivos, en particular de los de refuerzo de miembros y conexiones.
- i) Cualquier cambio de ocupación o destino de una construcción requiere de la aprobación, por las autoridades de la ciudad, de un estudio detallado realizado por un especialista responsable registrado, que muestre que las condiciones de seguridad que resulten no serán inferiores a las correspondientes a las condiciones originales.
- j) Se establece la obligación, para todo propietario u ocupante de un inmueble, de denunciar ante las autoridades del Departamento del Distrito Federal los daños de que tenga conocimiento que presenten las estructuras y los muros de dicho inmueble.

k) Los propietarios de inmuebles dañados deben repararlos con base en los resultados de un dictamen técnico aprobado por el Departamento del Distrito Federal. Si los daños carecen de importancia para la estabilidad de la construcción, el dictamen puede señalar que ésta puede dejarse en la situación en la que quedó después del temblor o bien solo repararse o reforzarse localmente. En caso contrario, la estructura deberá reforzarse de manera de satisfacer las normas de emergencia. Para tal efecto se estipula que los elementos de la estructura deberán ser objeto de una inspección detallada, en la que se retiren los recubrimientos que puedan ocultar daños estructurales.

El reglamento de 1987 y sus Normas Técnicas Complementarias toman en cuenta resultados preliminares de la investigación realizada hasta el momento de preparar la versión final. Aunque restaban muchas dudas y quedaban por digerir muchas lecciones, los documentos revisados fueron enviados a las asociaciones de profesionales relacionados con la industria de la construcción, a fin de recabar las opiniones de sus miembros. Los comentarios que surgieron fueron analizados e incorporados al texto cuando se consideró procedente. La versión final se presentó en junio del mismo año y fué promulgada oficialmente poco después.

La revisión no se limitó exclusivamente a aspectos de ingeniería, sino que tuvo un carácter mucho más amplio. En lo que respecta a conceptos relacionados con seguridad estructural, se introdujeron modificaciones importantes, entre otras, en los capítulos que tratan con la definición de cargas, los requisitos de diseño para diversos tipos de materiales y miembros estructurales, las normas para aseguramiento de la calidad y los criterios específicos para análisis y diseño sísmico.

En comparación con el reglamento de 1976, que regía en 1985, la versión de 1987 incluye, como las Normas de Emergencia de 1985, intensidades de diseño más elevadas; criterios más estrictos para resolver los detalles de miembros estructurales y sus conexiones, de manera de mejorar su capacidad para soportar deformaciones alternantes grandes; criterios más estrictos para control de calidad de materiales, en particular concreto, y para supervisión de campo; responsabilidades más claras respecto a mantenimiento y cambios de ocupación y destino de edificios.

Teniendo en cuenta las observaciones de campo y los resultados de los estudios teóricos sobre respuesta dinámica de sistemas no lineales, se concluyó que la irregularidad de una construcción contribuía a acentuar la incertidumbre relativa a respuesta y comportamiento. Por tal motivo, los coeficientes requeridos de carga lateral se hacen depender de la regularidad de cada estructura, tanto en geometría como en propiedades mecánicas (rigidez y resistencia de entrepisos, excentricidades de fuerzas cortantes, etc.).

La información relativa a las variaciones espaciales de intensidad del temblor de 1985 se reflejaron en la microzonificación sísmica adoptada en el Reglamento de 1987. Por un lado, se modificaron las fronteras entre zonas determinadas exclusivamente a partir de las propiedades del suelo local; por otro, se reconoció la existencia, dentro de la zona de terreno blando, de otra de mayor peligro sísmico, para la que se establecieron criterios más estrictos de diseño.

Finalmente, el Reglamento de 1987 requiere que todas las construcciones existentes del grupo A (construcciones muy importantes, cuya falla probablemente costaría muchas vidas o daría lugar a excesivas pérdidas materiales o culturales) que no satisfagan ni los requisitos de dicho Reglamento ni los de las Normas de Emergencia de 1985 se refuercen de acuerdo con las especificaciones del primero. Este requisito se aplica también a construcciones del grupo B (ordinarias) para las que existan dudas fundadas sobre su seguridad relativa a condiciones de falla o de servicio, sea porque tales construcciones hayan sufrido daños serios en 1985 o por alguna otra razón.

En las refs. 2, 7, 8 se describen en detalle las Normas de Emergencia de 1985 y el Reglamento de 1987.

Reparación y refuerzo de construcciones

Como todas las decisiones relativas a seguridad de obras de ingeniería, las relacionadas con reparación y refuerzo de construcciones que hayan estado sometidas a un temblor intenso implican la necesidad de obtener el equilibrio óptimo entre seguridad y costo. Las decisiones relativas a reparación y refuerzo resultan en general más complicadas que las que suelen tomarse para el diseño y construcción de estructuras nuevas por las razones que se discuten en los párrafos que siguen.

Con frecuencia es difícil determinar el nivel de daños acumulados en una construcción bajo la acción de cargas permanentes, asentamientos de la cimentación y uno o más temblores intensos. En consecuencia, es igualmente difícil estimar la capacidad de dicha construcción para resistir sismos futuros, de intensidades comparables a las implícitas en las normas de diseño sísmico, en particular si dichas normas se han vuelto más severas durante la vida de la construcción, como suele ocurrir a raíz de un sismo intenso.

La evidencia relativa al comportamiento satisfactorio de una construcción durante un temblor de intensidad excepcionalmente elevada no es garantía de que se tendrá un comportamiento igualmente satisfactorio ante un evento futuro de intensidad comparable. Aunque la evidencia citada en ocasiones puede ser reflejo de que la capacidad de la construcción, incluyendo la contribución de los elementos "de relleno", baste para resistir cualquier temblor de la misma intensidad, no puede descartarse la posibilidad de que se haya dado una combinación favorable de propiedades mecánicas de la construcción y características detalladas del movimiento del terreno, pero que sea baja la probabilidad de que se presente una combinación semejante en un temblor futuro de intensidad comparable. Además, en ninguno de estos supuestos debe ignorarse la posibilidad de que la respuesta al último temblor intenso haya contribuido a reducir la capacidad ante sismos futuros.

El refuerzo de una estructura existente para satisfacer los requisitos de normas más estrictas que las que sirvieron de base al proyecto original suele implicar la necesidad de incrementar la capacidad de la estructura ante cargas laterales. Esto puede lograrse reforzando los elementos existentes o añadiendo otros nuevos. En ambos casos, es menester

garantizar la correcta transmisión de esfuerzos entre los nuevos miembros y entre estos y la obra original.

Del comportamiento de los correspondientes detalles depende en gran medida el éxito o el fracaso de un sistema de refuerzo, por lo que es esencial poner especial cuidado en su diseño, evitando aquellas soluciones cuyo buen desempeño no sea avalado por estudios teóricos o de laboratorio o por observaciones de campo.

Además de los estudios orientados a conocer el comportamiento de elementos de refuerzo y de las ligas entre ellos, es indispensable estudiar en conjunto la respuesta del nuevo sistema que resulta y de revisar las consecuencias que la presencia de los elementos de refuerzo pueda tener, tanto en la respuesta del conjunto como en el comportamiento de los miembros individuales, viejos y nuevos. Puede no bastar para estudiar estos efectos un análisis sísmico convencional de tipo lineal, sea estático o dinámico. Debe tenerse presente que, si los factores de seguridad reales (o sea, relaciones entre resistencia disponible y sollicitación) sufren variaciones rápidas entre diversos miembros o zonas de la construcción, puede ocurrir que al elevar la resistencia de ciertos miembros se propicie la concentración de las deformaciones inelásticas en los más débiles, haciéndolos más vulnerables. También puede ocurrir que al reforzar una zona de la construcción esta sea capaz de transmitir a otra zona fuerzas mayores que en temblores previos, propiciando en ella condiciones más desfavorables.

Es fácil pensar en ejemplos que ilustren los riesgos de aumentar la vulnerabilidad sísmica de una construcción como resultado de incrementar su capacidad de manera no uniforme. Un ejemplo es el de la estructura de periodo largo con respecto al dominante del sismo, que se refuerza en todos los entrepisos con excepción del primero. En las refs. 2, 9, 11 se hace ver que en tales circunstancias la deformación lateral del primer entrepiso excede significativamente la que se presentaría en la estructura cuyos entrepisos superiores no se hubieran reforzado. Otro ejemplo es aquel en que la cimentación sobrevive porque resiste momentos de volteo mayores que los que la superestructura es capaz de transmitirle. Si esta última se daña a raíz de un temblor y se refuerza sin verificar que su resistencia no es mayor que la de la cimentación, puede ocurrir que en el siguiente temblor la falla se inicia en esta última, aunque la intensidad no sea mayor que la del temblor que resistió satisfactoriamente.

Igual cuidado debe tenerse antes de eliminar elementos que un análisis superficial califique como perjudiciales para la respuesta del conjunto, sin considerar los posibles beneficios que puedan resultar de su participación en el esquema estructural. Por ejemplo, la existencia de muros "de relleno" que interactúan con los marcos estructurales puede ocasionar torsiones indeseables del conjunto. Sin embargo, también proporcionan resistencia lateral y disipación de energía, y antes de eliminarlos o desligarlos de un cierto sistema estructural debe estudiarse si el sistema que resultaría sería más o menos seguro que el original.

Por fin, una dificultad importante en el proceso de reparación y refuerzo de estructuras es su costo. Este determina la decisión entre las

opciones de reforzar o demoler y volver a construir. No es raro que se adopten soluciones intermedias, como demoler la parte superior de un edificio, de manera de abatir los requisitos de resistencia para los miembros de la parte inferior, especialmente de la cimentación.

Sistemas de reparación y refuerzo: la experiencia mexicana

Muchos sistemas de reparación y refuerzo fueron propuestos, principalmente para las superestructuras de edificios. Dichos sistemas incluían tanto el refuerzo de elementos existentes como la adición de nuevos elementos resistentes o dispositivos disipadores de energía. También se formularon manuales con recomendaciones para diseñar y detallar elementos de refuerzo y sus conexiones (12, 13).

En lo que sigue la atención se concentrará en los sistemas propuestos o adoptados para casos específicos en México después del temblor de 1985, así como en algunos aplicados con anterioridad y cuyo comportamiento pudo observarse durante el evento citado.

Encamisado de miembros de concreto reforzado. Esta solución es muy frecuente en los casos en que no se quiere alterar la intercomunicación entre diversas áreas en un edificio. Consiste simplemente en aumentar la capacidad de trabes y columnas, añadiéndoles un recubrimiento adicional reforzado. Los principales problemas que presenta son lograr la adherencia del nuevo material con el original a lo largo de los miembros que se refuerzan y garantizar la continuidad de fuerzas y momentos internos en condiciones de comportamiento dúctil del conjunto. El primer problema se resuelve adoptando porcentajes y espaciamientos adecuados para el refuerzo del recubrimiento adicional. Para afrontar el segundo es necesario estudiar cuidadosamente las trayectorias de esfuerzos en las conexiones y verificar las condiciones de esfuerzo, deformación y posible deterioro de todos los elementos involucrados. Al efectuar esta revisión es indispensable considerar las condiciones desfavorables en que se realizan las obras de reparación y refuerzo en comparación con las que rigen al realizar la construcción original.

Con objeto de obtener información experimental útil para evaluar el sistema de estudio y apoyar la labor de quienes proponen diseños específicos, se inició en la Universidad de Texas en Austin un programa de pruebas que en su primera etapa incluyó tres conexiones viga columna, diseñadas inicialmente de acuerdo con la práctica vigente en Estados Unidos en la década de los cincuenta, falladas ante cargas alternantes y reforzadas posteriormente mediante el sistema de encamisado (14). Los detalles se muestran en las figs. 1 a 3, tomadas de la ref. 14. A diferencia del sistema original, el sistema encamisado se diseñó de acuerdo con el criterio de columna fuerte, trabe débil, lo que condujo a que los especímenes encamisados mostraran un comportamiento más dúctil de falla que los originales. Las pruebas también mostraron que la resistencia de un miembro previamente fallado y luego encamisado es menor que la de un miembro similar que no se haya llevado a la falla antes de encamisarlo. Los ensayos también hicieron ver la importancia de confinar el núcleo de la junta, lo que en estos casos se logró mediante jaulas construidas con ángulos de acero estructural, con rigidez transversal suficiente para

permitir eliminar el uso de estribos a lo largo de la junta y por tanto hacer innecesaria la perforación de las trabes. La adherencia entre los concretos de la columna original y de la camisa se mantuvo durante las pruebas, gracias al procedimiento constructivo adoptado, que incluyó picar la superficie de contacto entre ambos materiales antes de colar la camisa, y colocar en esta porcentajes generosos de refuerzo longitudinal y transversal a separaciones reducidas (fig. 2).

Muros adicionales. Esta solución se emplea con frecuencia, en vista de que los problemas que deben resolverse para lograr la continuidad estructural son más simples que los que plantea el sistema de encamisar miembros de flexión. Presenta dos variantes principales: a) muros continuos de concreto reforzado y b) diafragmas de relleno de marcos estructurales.

Los muros continuos de concreto reforzado pueden ligarse al sistema estructural a través exclusivamente de las losas de entrepiso o hacerse trabajar en conjunto con las columnas adyacentes del sistema original. En este último caso, las columnas actúan como elementos de borde, que se integran al muro, incrementando su momento de inercia y participando en su trabajo de flexión. El trabajo de conjunto implica que se desarrollen esfuerzos rasantes entre cada columna y el muro, lo que suele lograrse a través de encamisados que rodean a las columnas y se anclan en el muro (fig. 4, tomada de la ref. 15).

Los diafragmas de relleno de marcos estructurales suelen construirse con mampostería o con elementos precolados, aunque no es raro fabricarlos de concreto reforzado, colado in situ, o de mampostería combinada con un recubrimiento reforzado con maila de alambre. Mediante superficies rugosas, dentellones, conectores o dispositivos semejantes, puede lograrse que la zona de contacto entre marco y diafragma sea capaz de resistir esfuerzos rasantes. De otra manera, la interacción entre ambos sistemas tiene lugar exclusivamente por compresión diagonal del diafragma, que actúa como puntal que reacciona sobre esquinas opuestas del marco (fig. 5, tomada de la ref. 16). Para ambas condiciones de liga, pero en mayor grado para la segunda, las conexiones entre vigas y columnas y las zonas vecinas a ellas se ven sometidas a esfuerzos cortantes importantes causados por las presiones de contacto entre diafragma y marco que resultan del trabajo del primero en compresión diagonal. Si estos esfuerzos no pueden ser resistidos por los componentes del marco, esta forma de reforzarlo no será aplicable.

Tanto en el caso de diafragmas de relleno como en el de muros continuos, es usual que el refuerzo se aplique en unas cuantas crujías en cada dirección de un edificio. En estas crujías se concentrará la capacidad del sistema para resistir fuerzas laterales y su correspondiente momento de volteo, lo que puede ocasionar demandas excesivas sobre la cimentación.

Contrafuertes. Este tipo de refuerzo puede considerarse como un caso particular de los muros continuos de concreto reforzado (fig. 6, tomada de la ref. 17). Se aplicó ampliamente después del temblor de 1985 en los edificios del conjunto habitacional de Nonoalco-Tlatelolco.

Marcos adicionales. Este sistema de refuerzo se aplicó a edificios como el de la fig. 7 (tomada de la ref. 18), con planta baja débil en una dirección y muros de cortante en la otra, cuyo sistema de piso en el primer nivel está constituido por losa plana aligerada. Para aplicar esta solución se construyeron marcos a base de vigas y columnas, aprovechando para este fin algunas de las columnas existentes, que se encamisaron, y colando vigas de peralte mayor o igual al de la losa plana aligerada y unidas a ella de manera de asegurar su contribución al trabajo conjunto en flexión.

Refuerzo mediante elementos diagonales. Este sistema se ha empleado profusamente a partir de las actividades de refuerzo que siguieron al temblor de México de 1957. En su versión más usual consiste en convertir en armaduras verticales varias crujías de los marcos en cada dirección, incorporando en cada entrepiso de cada una de dichas crujías uno o dos elementos diagonales, capaces de trabajar en tensión y compresión o únicamente en la primera de estas formas (fig. 8, tomada de la ref. 19). En este último caso debe tomarse en cuenta al diseñar que en sus diagonales se presentarían deformaciones máximas muy superiores a las que ocurrirían en un sistema con igual capacidad lateral, pero en donde cada diagonal pueda tomar cargas axiales de ambos signos (20). En la ref. 19 se da cuenta del comportamiento satisfactorio durante el temblor de 1985 de dos edificios, de doce y diez niveles, respectivamente, que habían sufrido daños severos durante el temblor de marzo de 1979 y habían sido reforzados con elementos diagonales. En el primer caso, el refuerzo consistió en marcos metálicos arriostrados completos, exteriores, en dos extremos opuestos del edificio (fig. 9, tomada de la ref. 19). En el segundo caso, se colocaron contraventeos de acero en una crujía de cada uno de varios marcos de concreto reforzado (fig. 8, tomada de la ref. 19). Los miembros de contraventeo consistían en cajones formados por dos ángulos soldados a lo largo de sus bordes. Las columnas de estas crujías se reforzaron por medio de elementos de celosía, de acuerdo con la fig. 10. Este refuerzo tenía por objeto resistir los incrementos en las cargas axiales de las columnas que resultarían del trabajo de las armaduras verticales formadas en las crujías reforzadas. La continuidad en la trayectoria de esfuerzos se completó ligando los elementos de celosía, las losas y los miembros de contraventeo mediante collarines diseñados para tal efecto (fig. 11).

Un caso de especial interés se muestra esquemáticamente en la fig. 12, tomada de la ref. 21. Estas figuras se refieren a un edificio de diez niveles, incluyendo uno de sótano, construido en 1965 con columnas y losas planas aligeradas. El edificio era excesivamente en la dirección transversal, en la que hubo que reforzarlo, después del temblor de 1985, añadiéndole los sistemas contraventeados que se muestran en las figs. Teniendo presente el principio de reparar sin dañar lo existente, estos marcos se colocaron al lado de los de la estructura original, haciendo coincidir los elementos verticales con huecos de la losa plana aligerada. El proceso constructivo incluyó una etapa de precarga de las trabes de los marcos de acero, de manera que, al liberar dicha precarga, una vez terminada la obra, se lograra transmitir parte de la carga vertical al nuevo sistema.

A raíz del temblor de 1985 se desarrolló una variante del sistema de re-

fuerzo descrito en los párrafos anteriores, mediante el empleo de cables diagonales presforzados (fig. 13, tomada de la ref. 22). Si el nivel de presfuerzo es suficientemente elevado, puede lograrse mantener todos los cables trabajando en tensión, aun ante temblores de gran intensidad, con lo cual se evita el desarrollo de deformaciones inelásticas excesivas (23). Esta condición no siempre puede imponerse, debido a que implica incrementar las cargas axiales en las columnas.

Entre las ventajas de emplear cables diagonales, presforzados o no, se encuentran su ligereza y la facilidad para instalarlos, sin interferir prácticamente con las actividades de los edificios afectados que se encuentren en funcionamiento. Por ello esta solución se aplicó para reparar algunas estructuras de la ciudad de México dañadas durante el sismo de 1985, así como medida preventiva en algunas escuelas localizadas en la zona sur del país, en donde se tiene el mayor nivel de peligro sísmico. La fig. 13, tomada de la ref. 22, muestra una conexión típica de cables diagonales a la estructura original.

Sistemas disipadores de energía. En diversos escritos (por ejemplo las refs. 24 y 25) se propuso el empleo de sistemas de rigidización a base de miembros proyectados para trabajar a carga axial, combinados con elementos disipadores de energía (fig. 14, tomada de la ref. 24). No hay duda de que este tipo de soluciones es muy ventajosa cuando menos para algunas condiciones particulares, tales como las plantas bajas débiles que deban rigidizarse, manteniendo una resistencia lateral controlada y una capacidad de deformación apreciable. Sin embargo, tal vez por razones de costo inicial o de poca familiaridad con ellas, no llegaron a aplicarse.

Comentarios finales

La historia posterior al temblor de 1985, así como las que siguieron a otros sismos destructivos en México, muestra la necesidad de contar con sistemas y procedimientos de reparación y refuerzo de construcciones que combinen en la medida de lo posible economía, facilidad y confiabilidad. Para las obras que realicemos en el futuro, esto señala la conveniencia de desarrollar una tecnología de diseño sísmico que no se preocupe únicamente por producir construcciones capaces de resistir, sin llegar al colapso, temblores de intensidad excepcional y de sufrir daños leves durante movimientos ligeros o moderados. Será necesario también planear, al proyectar la estructura, los miembros o secciones donde deberán concentrarse los daños, y prever la forma en que dichos elementos se repararán, reforzarán o repondrán fácil, económica y confiablemente. En este grupo de actividades se incluye la aplicación de elementos amortiguadores o disipadores de energía.

La experiencia de México en 1985 y antes hace ver que para cada caso pueden identificarse una amplia variedad de soluciones, pero que para casi ninguna, en general, existe suficiente evidencia experimental que avale su buen funcionamiento en un temblor futuro. Las conexiones y detalles son determinantes para el comportamiento del conjunto, y las observaciones con frecuencia han mostrado las deficiencias de prácticas normalmente aceptadas. Todo lo anterior apoya la conveniencia de basarse en las

opiniones de más de un especialista para definir y detallar los sistemas de reparación y refuerzo de estructuras importantes expuestas a temblores de intensidad elevada.

Las conexiones entre miembros nuevos y entre estos y los originales deben garantizar el flujo de fuerzas y el desarrollo de comportamiento dúctil. El flujo de fuerzas puede involucrar a elementos del sistema original. Para predecir con precisión el comportamiento de las primeras se requiere de programas extensos de investigación experimental, y lo mismo se requiere para desarrollar métodos para estimar la capacidad remanente de elementos que han sido sometidos a condiciones severas de sollicitación, concepto indispensable para poder formular criterios para revisar la seguridad de elementos del sistema original ante nuevas condiciones de carga.

Para que todo lo anterior conduzca a soluciones económicas y seguras falta un elemento esencial: el control de calidad deberá ser más extenso y profundo que para obras nuevas, en donde las incertidumbres son menores.

Referencias

1. Esteva, L., "The practice of earthquake engineering in Mexico and its revision in the light of the observations from the 1985 earthquakes", Proc 3rd US National Conference on Earthquake Engineering, Charleston (1986).
2. Esteva, L., "Earthquake engineering research and practice in Mexico after the 1985 earthquakes", Bull. of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 20, 3 (1987), 159-200.
3. Esteva, L., "The Mexico earthquake of September 19, 1985: consequences, lessons, and impact on research and practice", Earthquake Spectra, 4, 3 (1988), 413-426.
4. Meli, R. and Rosenblueth, E., "The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City", Concrete International, ACI, Detroit, Mich., 8, 5 (1986).
5. Ruiz, S. E., Rosenblueth, E. y Diederich, R., "Seismic response of asymmetrically yielding structures", Earthquake Spectra, 5, 1 (1989), 103-112.
6. Ruiz, S. E., "Influence of intensity of motion on the seismic response of structures with asymmetric force-deformation curves" aceptado para publicación en Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics (1990).
7. --"Normas de Emergencia al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, DF (1986).
8. --"Reglamento de Construcciones del Distrito Federal" y "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta del Departamento del Distrito Federal, México, DF (1987).

- with weak first story", Earthquake Spectra, 5, 1 (1989), 89-102.
10. Esteva, L., y Blasco, E., "Dynamic response of nonlinear soft-first-story buildings subjected to the SCT accelerogram of the Mexico earthquake of 19 September 1985", Lessons learned from the 1985 Mexico earthquake, EERI, El Cerrito, California (1989), 106-107.
 11. Manzano, R., "Estudio de los efectos P-delta en la respuesta sísmica de edificios de cortante con planta baja libre" ", Tesis profesional, Escuela Militar de Ingenieros, México, DF (1990).
 12. Terán, A. y Ramírez, M., "Refuerzo de estructuras mediante el uso de muros de concreto", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco (1989), p. G83-G93.
 13. Terán, A., Hernández, C., Mijares, D. y Jara, M., "Reparación de estructuras mediante su encamisado con concreto reforzado", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco (1989), p. G94-G105.
 14. Alcocer, S., y Martínez, J. E., "Encamisado de conexiones de marcos de concreto reforzado", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco (1989), p. G30-G39.
 15. Jirsa, J. O., Kreger, M. E., Carrasquillo, R. L., Meli, R., Ramírez, H., Robles, F., Iglesias, J. y Nieto, J. A., "Repairing and strengthening reinforced concrete buildings", Lessons learned from the 1985 Mexico earthquake, EERI, El Cerrito, California (1989), 175-180.
 16. Esteva, L., "Behavior under alternating loads of masonry diaphragms framed by reinforced concrete members", RILEM International Symposium on the Effects of Repeated loading of Materials and Structural Elements, Mexico D. F. (1966).
 17. Morales, A., "Supervisión y control de los trabajos de reestructuración del programa de reconstrucción Nonoalco-Tlatelolco de la ciudad de México, D. F.", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco (1989), p. G19-G29.
 18. Jara, M., Hernández, C., García, R. y Robles, F., "Typical cases of repair and strengthening of concrete buildings", Earthquake Spectra, 5, 1 (1989), 175-194.
 19. Foutch, D. A., Hjeltnad, K. D., del Valle, E., Figueroa, E. y Downs, R. E., "Case studies of seismic strengthening for two buildings in Mexico City", Earthquake Spectra, 5, 1 (1989), 153-174.

20. Esteva, L., "Design: general", capítulo III del libro Design of Earthquake Resistant Structures, Pentech Press, Londres (1980).
21. Ortega, J., "Marcos de acero postforzado, refuerzo y reparación del edificio de 10 niveles en Uruguay 73, primer cuadro, D. F.", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco (1989), p. G1-G8.
22. Riobóo, J. M. y Tapia, C., "Sistema de rigidización estructural mediante cables de alta resistencia. Aplicación a edificios escolares", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco (1989), p. G118-G133.
23. Esteva, L. y Lira, E., "Análisis de respuesta sísmica de estructuras reforzadas con cables de contraventeo", Instituto de Ingeniería, Informe al CAPFCE (1988).
24. Goel, S. C., Hanson, R. D. y Wight, J. K., "Strengthening existing buildings for earthquake survival", Lessons learned from the 1985 Mexico earthquake, EERI, El Cerrito, California (1989), 166-171.
25. Bertero, V. V., del Valle, E. y Meli, R., "Experimental and analytical studies of promising techniques for the repair and retrofitting of buildings", Lessons learned from the 1985 Mexico earthquake, EERI, El Cerrito, California (1989), 152-160.

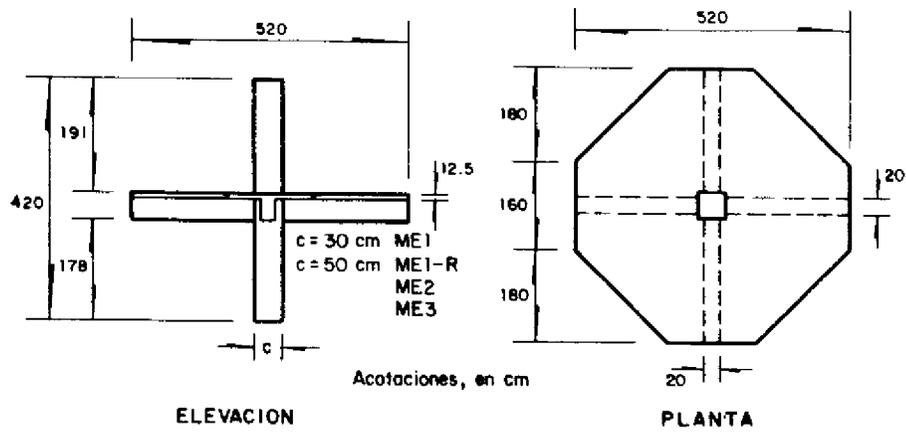
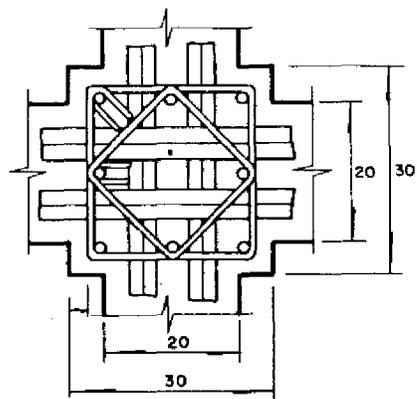
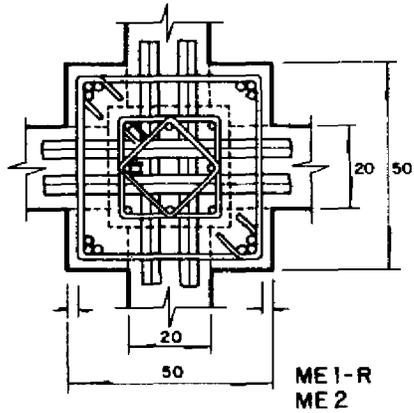
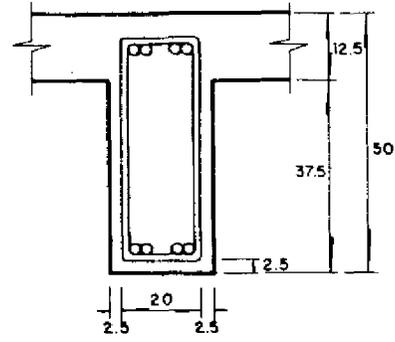


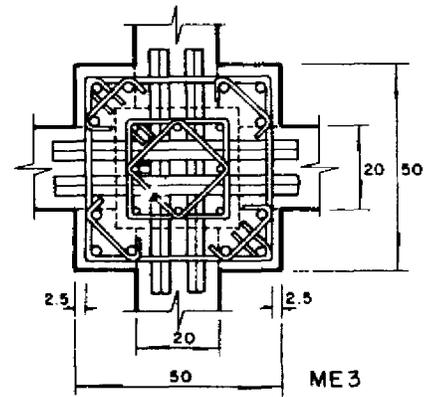
Fig 1 Dimensiones del espécimen (tomado de la ref. 14)



ME1



ME1-R
ME2



ME3

Acotaciones, en cm

Fig 2 Detalles del refuerzo (tomado de la ref 14)

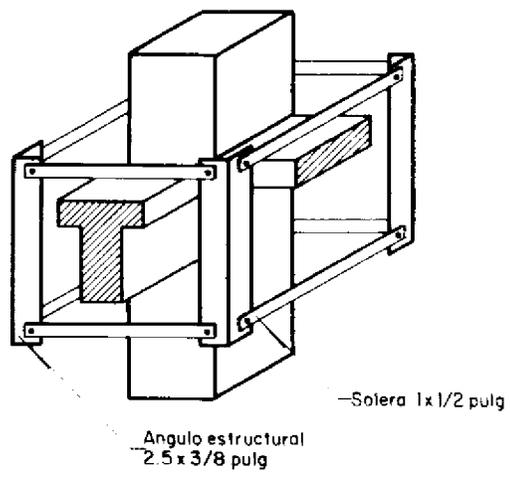


Fig 3 Jaula de confinamiento de la junta (tomado de la ref 14)



a) Muros de concreto lanzado : sólidos, puertas, ventanas



b) Colado in situ, con puerta y refuerzo adicional



c) Muro excéntrica, colado in situ

Fig 4 Conexión entre columnas y muros de concreto (tomado de la ref 15)

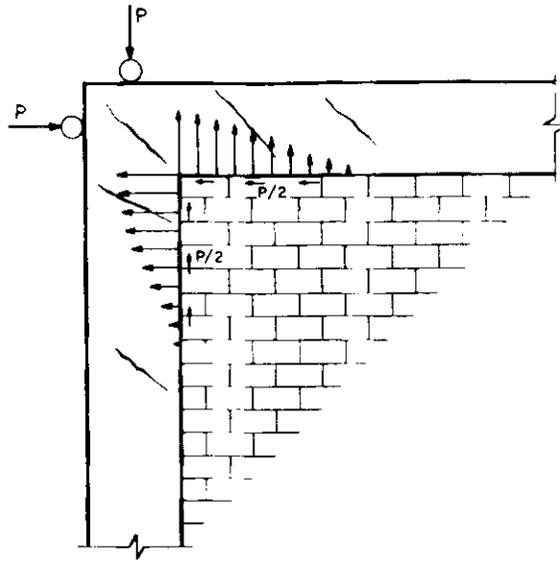
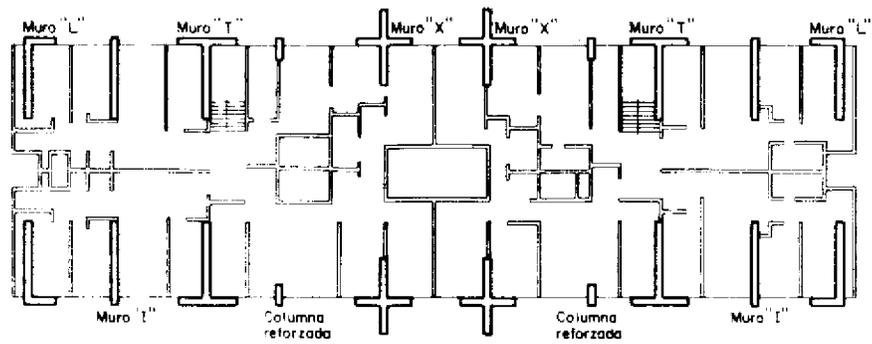
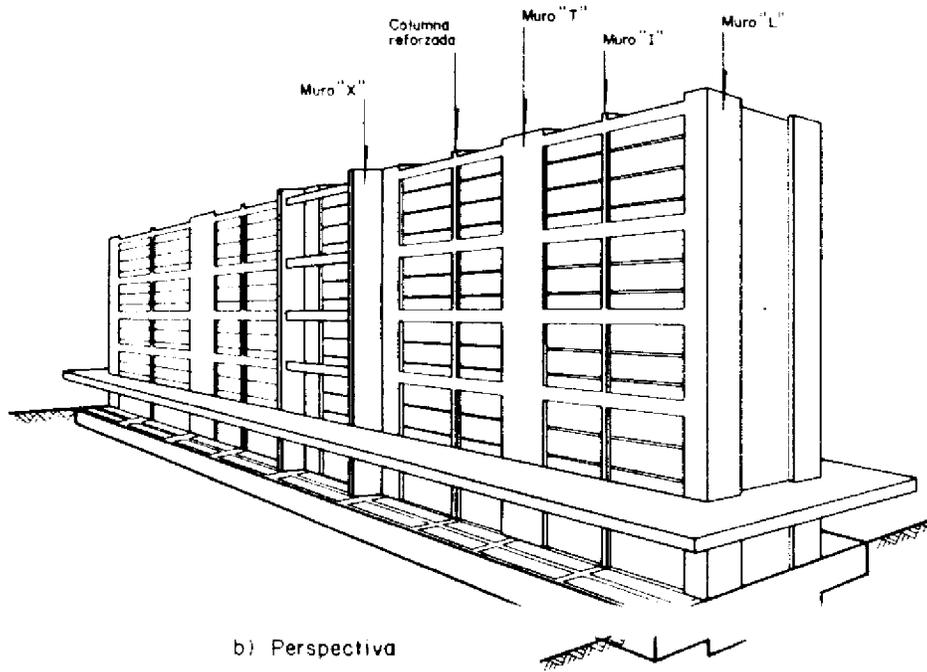


Fig 5 Interacción entre marco y diafragma (tomado de la ref. 16)



a) Planta tipo



b) Perspectiva

Fig 6 Refuerzo con muros y contrafuertes (tomado de la ref. 17)

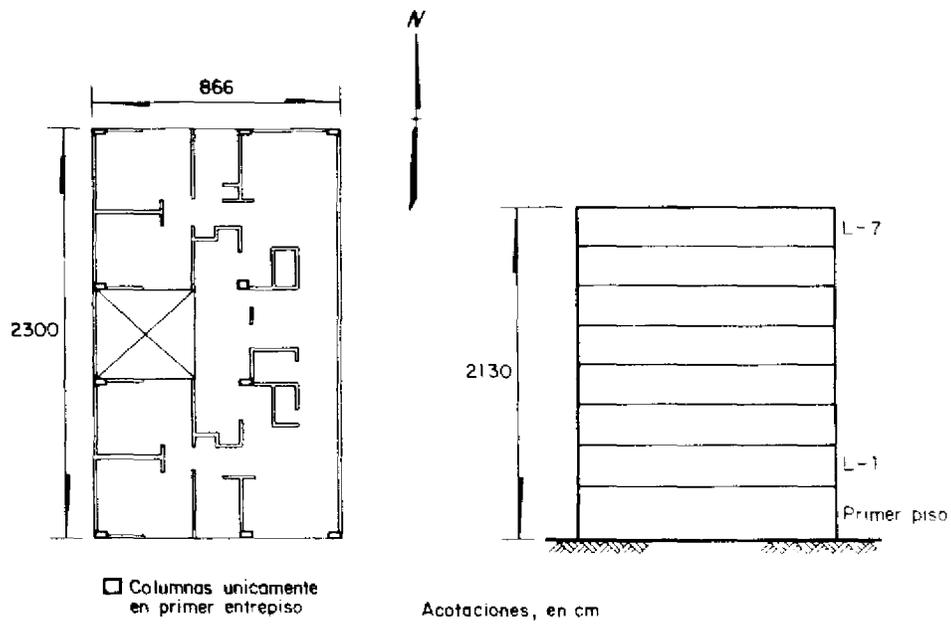
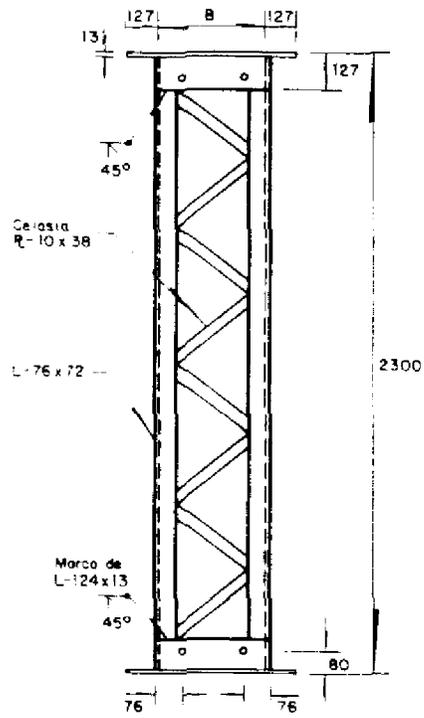


Fig 7 Edificio reforzado con marcos adicionales (tomado de la ref. 18)



Acotaciones, en cm

Fig 10 Refuerzo de columnas (tomado de la ref. 19)

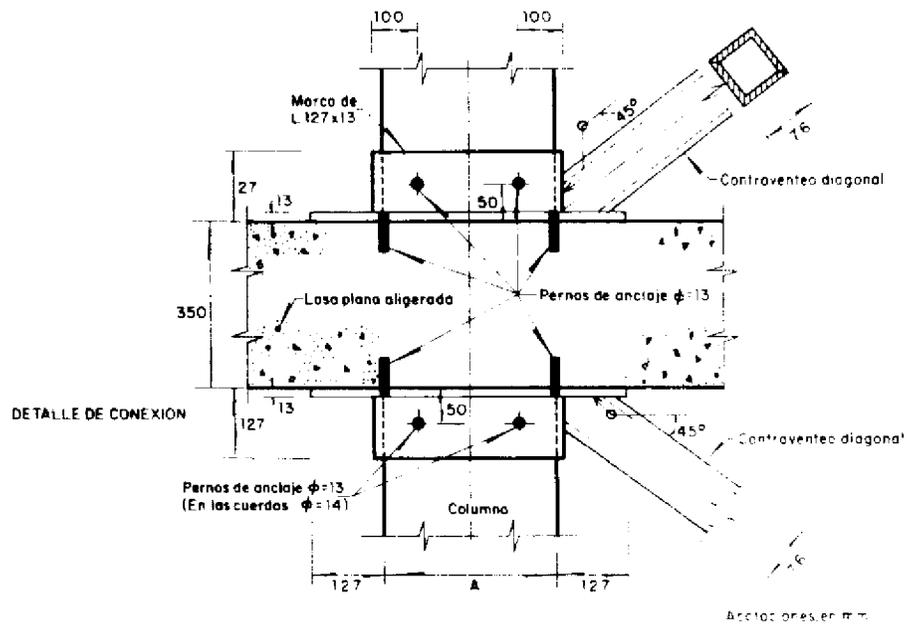
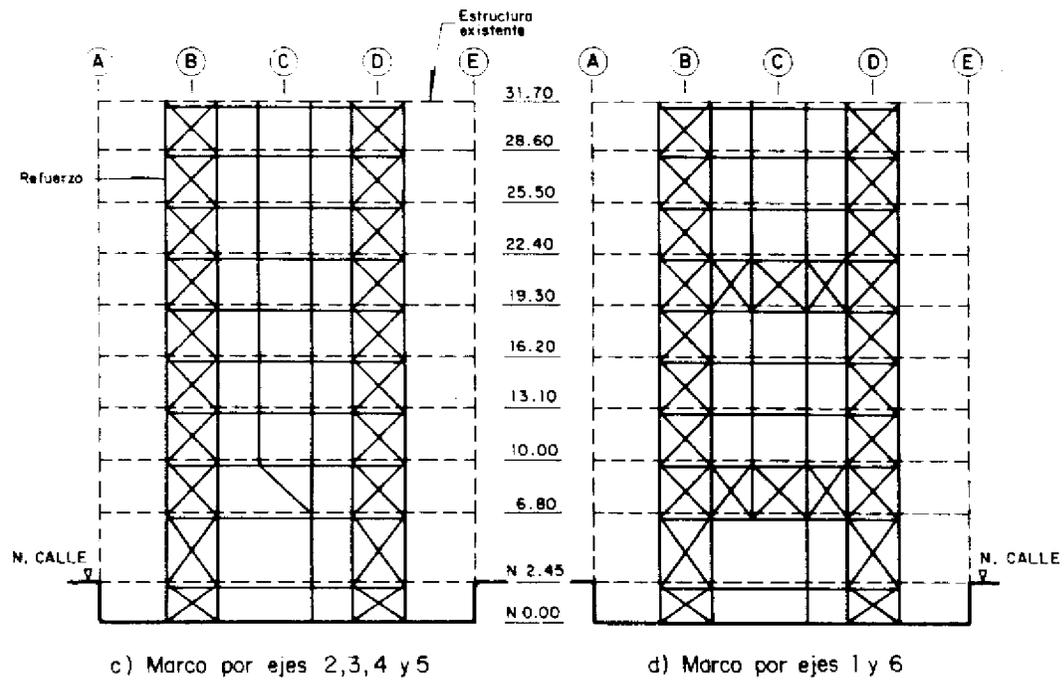
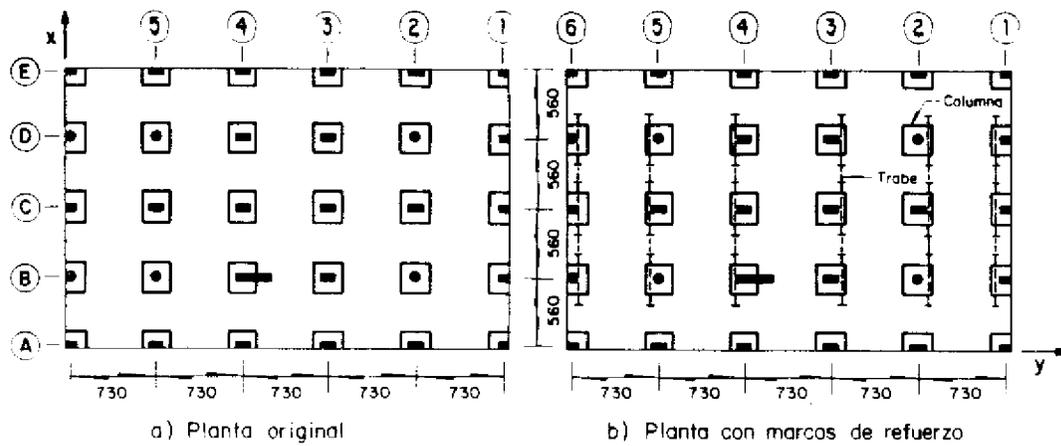


Fig 11 Collarines de conexión de contraventeo (tomado de la ref 19)



Acotaciones, en m

Fig 12 Edificio de diez niveles (tomado de la ref. 21)

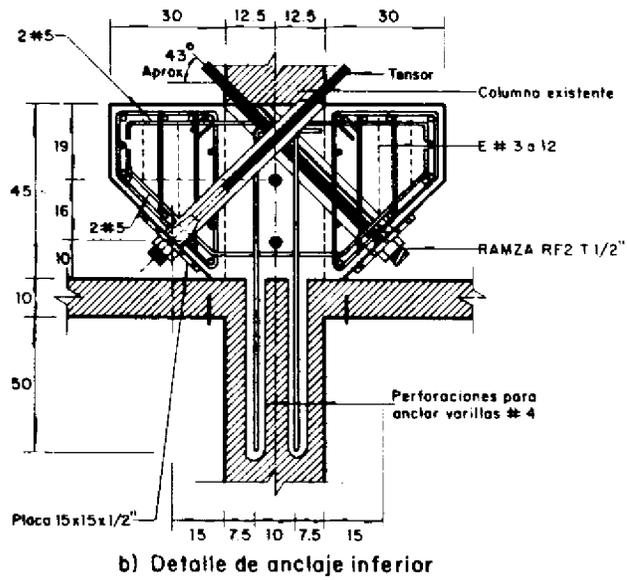
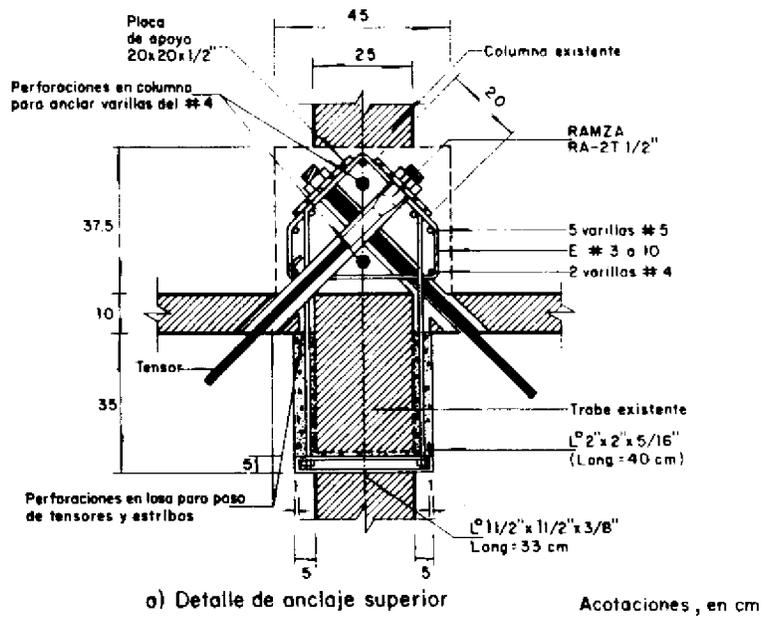


Fig 13 Detalles de anclaje de cables de refuerzo (tomado de la ref. 22)

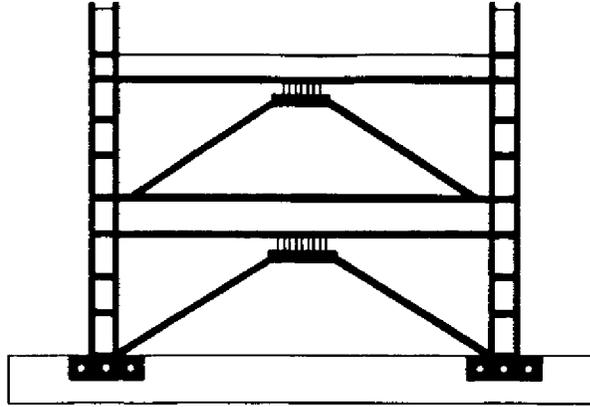


Fig 14 Refuerzo con contravientos y disipadores de energía
(tomado de la ref. 24)