

9-151

U.N.A.M.

Facultad de Ingeniería

Reparación de Estructuras Dañadas por Sismo

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

MIGUEL ANGEL VELAZQUEZ DORADO

México. D. F.

1979





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL

AVANILA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-33

Al Pasante señor MIGUEL ANGEL VELAZQUEZ DORADO,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Oscar Hernández Basilio, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"REPARACION DE ESTRUCTURAS DAÑADAS POR SISMO"

- 1) Introducción
- 2) Comportamiento, tipos de daño y métodos de refuerzo en estructuras de concreto, mampostería y acero
- 3) Evaluación de los criterios de reparación
- 4) Conclusiones y recomendaciones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 26 de enero de 1979
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

43
JJE/GM.11/ser

I N D I C E

REPARACION DE ESTRUCTURAS DAÑADAS POR SISMO

1. INTRODUCCION

1

1.1 GENERALIDADES

1.2 TERMINOLOGÍA SISMICA

1.3 OBJETIVO

2. COMPORTAMIENTO, TIPOS DE DAÑO Y METODOS DE REFUERZO EN REFUERZO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO, DE MAMPOSTERIA Y DE ACERO.

10

A. ESTRUCTURAS DE CONCRETO

2.1 GENERALIDADES, EFECTO DE LA VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA

2.2 DAÑOS LEVES

2.3 MIEMBROS EN COMPRESION

2.4 MIEMBROS EN FLEXION

2.5 MIEMBROS SUJETOS A CORTANTE Y A TORSION

2.6 UNIONES

2.7 MARCOS Y VIGAS CONTINUAS

2.8 MUROS

2.9 ESTRUCTURAS COMPLETAS

B. ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

2.10 GENERALIDADES

2.11 ESTRUCTURAS DE ADOBE. COMPORTAMIENTO Y REPARACION

2.12 ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA CON PIEDRAS ARTIFICIALES, COMPORTAMIENTO Y REPARACION

C. ESTRUCTURAS DE ACERO

2.13 GENERALIDADES

2.14 CONEXIONES VIGA-COLUMNNA

2.15 VIGAS EN FLEXION

2.16 COLUMNAS

2.17 RESUMEN

3. EVALUACION DE LOS CRITERIOS 81

3.1 PROCEDIMIENTO GENERAL DE ACCION EN CASO DE SISMO

3.2 AREAS QUE DEBEN DESARROLLARSE PARA MEJORAR EL CONOCIMIENTO EN ASPECTOS REFERENTES A LA REPARACION DE ESTRUCTURAS.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 86

FIGURAS 89

REFERENCIAS 125

APENDICE A 127

1. INTRODUCCION.

1.1. GENERALIDADES.

Dada la gran actividad sísmica que se desarrolla en México, como ha sido evidente en los últimos tiempos, se considera de gran importancia el conocer cómo se originan los sismos, sus efectos sobre las estructuras, los daños que les producen y la forma de lograr que éstas recuperen sus características de resistencia.

Los sismos de origen tectónico son los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería civil: son aquéllos asociados con deformaciones a gran escala en la corteza terrestre ya que son los que ocurren con más frecuencia, liberan más energía y afectan mayores áreas.

Hay diferentes teorías que intentan explicar los mecanismos que producen los sismos de origen tectónico.

Algunos sismólogos sostienen que los sismos tectónicos son causados por deslizamientos a lo largo de fallas geológicas; según lo anterior, en los sismos mayores se tendría una reacción en cadena a lo largo de toda la longitud del desplazamiento, pero en cualquier instante dado, el origen del sismo quedaría en un volumen pequeño de la corteza terrestre, prácticamente en un punto y se desplazaría a lo largo de la falla. Como argumento en contra de esta teoría se arguye que es poco probable la existencia de fallas geológicas a profundidades mayores de unos cuantos cientos de kilómetros debido a las elevadas temperaturas y presiones confinantes; sin embargo, los datos parecen indicar que se han originado temblores a profundidades mayores de 600 km y hasta de 800 km.

Otra teoría sostiene que los temblores se originan en los cambios de fase de las rocas, acompañados de cambios volumétricos en volúmenes relativamente pequeños de la corteza.

La teoría más aceptada actualmente es la denominada de la "tectónica de placas"; esta teoría argumenta que en épocas remotas solamente existía un supercontinente denominado Pangaea, que en el Jurásico se desmembró y dió origen a los continentes actuales. La existencia de corrientes convectivas por debajo de la corteza (litósfera) ocasionó el rompimiento de una parte de aquélla y el actual movimiento de las placas terrestres. La razón de los temblores, como el resultado del paso de ondas elásticas emitidas al liberarse energía de reformación almacenada en una región del interior de la Tierra, puede contemplarse dentro de la Teoría de Tectónica de Placas, que establece que la litósfera está dividida en una decena de placas rígidas con movimiento relativo entre sí.

Los límites de estas placas se caracterizan por ser zonas de creación de corteza, de subducción o de simple movimiento entre placas. Como la esfera terrestre está cubierta por una capa no uniforme, constituida por diferentes fragmentos que tienen movimiento propio; cada fragmento constituye una placa de corteza que pueda ser de dos tipos: continental, constituida por material granítico, u oceánica, formada por material basáltico más denso que el primero. Su movimiento ha motivado que algunas de estas placas tiendan a chocar; que la menos densa cabalque sobre la de mayor densidad, y que se formen rasgos distintivos del fondo marino, como las trincheras y las cordilleras meso-océánicas.

Por otro lado, en la parte continental se forman pliegues de la corteza y se originan las montañas, además de que el material proveniente de la

placa oceánica se funde, debido a altas temperaturas y presión, a una profundidad aproximadamente de 80 kilómetros debajo del Continente, y busca salida al exterior por las partes más débiles por lo que se forman los volcanes.

En las trincheras se profundizan las corrientes convectivas y se "consume" suelo, mientras que en las zonas de creación de piso oceánico, localizadas a lo largo de las cordilleras meso-oceánicas, asciende magma.

Hay otras evidencias que apoyan la existencia inicial de un supercontinente, como son la concordancia de los márgenes continentales, tal como se da en los litorales atlánticos; la continuidad de características estructurales a ambos lados y evidencias paleontológicas de glaciaciones que se presentaron cuando los continentes estaban unidos, entre otras.

Vista a la luz de la teoría de Tectónica de Placas, la Costa del Pacífico, entre los estados de Jalisco hacia el sureste, Chiapas y Centroamérica, presenta características topográficas y sísmicas propias de una zona de subducción.

La placa que se sumerge paralelamente a la costa se conoce como Placa de Cocos, mientras que la continental como Placa Americana. Puede presumirse que la generación de temblores en esa zona se debe a la acumulación de esfuerzos provocada por el deslizamiento entre estas dos placas.

Las ondas elásticas emitidas al liberarse la energía pueden registrarse por medio de sismógrafos y así determinar los parámetros cinemáticos que caracterizan a los temblores como son: la hora origen, las coordenadas epicentrales, la profundidad de foco y la magnitud. Esta última es el parámetro que está relacionado con la energía liberada en el foco de los temblores.

Por otra parte, la intensidad es una cantidad descriptiva de los daños ocasionados por los sismos, que se expresa en una escala de doce grados.

La actividad sísmica en México puede asociarse a esta teoría mediante el fenómeno de la subducción, es decir, con el proceso de deslizamiento de una placa tectónica por debajo de otra: como ya se ha dicho, al sur de México existe una zona de subducción por el deslizamiento de la Placa de Cocos (placa oceánica) por debajo de la Placa Americana (placa continental), lo que puede verse en las figs. 1a y 1b.

Los mayores sismos de esta región han tenido lugar a lo largo de la costa del Pacífico y han sido en su mayoría del tipo de fallas inversas o sea de aquéllas en las que el bloque superior se mueve con respecto al bloque inferior, y de ángulo pequeño, es decir, que el plano de falla forma un ángulo pequeño con el plano horizontal, de acuerdo con lo predicho por los modelos de subducción de la zona (ver fig 1c).

El más satisfactorio de los diferentes modelos teóricos para el mecanismo de deslizamiento en las fallas es el propuesto por Burridge y Knopoff. Según este modelo, se concibe que cuando menos un lado de la falla está formado por un gran número de elementos, constituido cada uno por un cuerpo rígido, un resorte lineal, un amortiguador lineal y un componente de fricción de Coulomb. Los fenómenos explicados por el modelo, como son los temblores premonitorios, las réplicas de temblores y los corrimientos diferidos de las fallas acompañan generalmente a los macrosismos.

Housner supuso que los deslizamientos en fallas producen sismos y adoptó algunas hipótesis respecto a las propiedades mecánicas de las rocas para deducir que la aceleración máxima posible del terreno durante un sismo no rebasará 0.5 g, donde g es la aceleración de la gravedad.

No se ha podido acotar aún la aceleración máxima posible del terreno con base en la suposición de que los sismos se originan por cambios de fase en las rocas. Por otra parte, la velocidad máxima del terreno que puede transmitirse está limitada por las deformaciones a la ruptura de las rocas y las velocidades de las ondas de cortante. Basado en lo anterior, Newmark calculó velocidades máximas posibles del terreno de 1 a 3 m/seg. Ambraseys dice que el límite superior queda entre 1 y 1.5 m/seg.

Cabe aclarar que las velocidades calculadas corresponden a intensidades mucho mayores que las que suelen suponerse para la mayoría de los objetivos prácticos. Además, es válido inferir que no hay límite superior a la intensidad de los sismos por lo que, independientemente de cuán conservador sea un diseño, existe una probabilidad finita de falla estructural en todo intervalo finito de tiempo, de ahí que una base aceptable para los mapas de intensidad máxima probable al hacer una regionalización sísmica, sea el tiempo de recurrencia a que puedan corresponder. La conclusión anterior es válida aún en las llamadas zonas asísmicas.

Varias son las cuestiones que aún se desconocen de los temblores. La duda primordial es la que se refiere al mecanismo que produce la emergencia de material magnético en ciertas regiones de la tierra, y que tiene como resultado el deslizamiento y choque de las placas. Hay diversas teorías que tratan de explicar el fenómeno y diversas posibilidades para ello, pero no se sabe nada a ciencia cierta sobre cómo se origina.

Otro aspecto que no se conoce todavía es el grado de velocidad con que se produce el deslizamiento relativo entre las placas al producirse un temblor. Se tienen indicaciones de las dimensiones del área que falla y de la velocidad a la que se propaga esa falla, pero sólo en términos globales.

Podría suceder que al estar una zona de la corteza terrestre sometida a esfuerzos de una cierta magnitud, fallara al mismo tiempo toda el área, o lo hiciera en diversos sitios relativamente alejados entre sí, y con diferencias de tiempo muy pequeñas.

1.2. TERMINOLOGIA SISMICA.

El foco de un sismo es el punto de la corteza terrestre desde donde se propaga la onda sísmica inicial.

El epicentro es la proyección vertical del foco sobre la superficie de la tierra. A menudo, en ausencia de datos instrumentales, el epicentro se fija como el punto de sacudidas más intensas, que en general no coincide con el epicentro instrumental.

Distancia focal y distancia epicentral son términos que se refieren a distancias a un punto de interés dado, o sea la estación que recibe la información.

La tecnología moderna ha facilitado la instalación de varias estaciones sismológicas remotas que envían información a una central. Estas estaciones remotas son autosuficientes ya que cuentan con su propia fuente de energía (en ocasiones con baterías solares) para transmitir por medio de radiotelegrafía los movimientos sísmicos que captan bajo cualquier circunstancia. La estación central monitorea constantemente las señales sísmicas que provienen de las estaciones remotas y las memoriza. Sólo almacena la información si se da el caso de que tres o más estaciones envíen datos que indiquen una actividad sísmica simultánea. De ahí que se diga que la localización de un epicentro requiere de un mínimo de tres registros del temblor en estación sismológicas diferentes.

La magnitud del sismo es una medida, propuesta en 1935 por C.F. Richter, de la cantidad de energía que el sismo desprende en ondas sísmicas y se utiliza como medida comparativa. En su definición original, la magnitud (representada por M) es el logaritmo común de la amplitud de la traza en micras de un sismógrafo estándar Wood-Anderson con

amplificación de 2 800, período natural de 0.8 seg y coeficiente de amortiguamiento del 80 por ciento, instrumento que esté colocado en terreno firme a 100 km del epicentro. Existen diagramas y tablas empíricas de corrección para distancias epicentrales diferentes de 100 km y para distintas condiciones del terreno; son relativamente precisos hasta distancias epicentrales de aproximadamente 600 km aunque tales diagramas correctivos y la definición misma se aplican estrictamente a sismos con profundidad focal de unos 30 km.

La intensidad de un sismo es una medida de la capacidad de destrucción local. Las escalas de intensidad, de las cuales la de uso más generalizado es la de Mercalli Modificada (representada por MM), son del todo subjetivas y su utilidad reside en que son escalas descriptivas que no requieren otro instrumento que la observación personal; en medios donde no se hallan instalados instrumentos para movimientos fuertes, éstas suministran el único medio para interpretar la información histórica. En el apéndice A se presenta la escala modificada de Mercalli que consta de 12 grados, los que dependen del tipo de daño que se alcanza en estructuras típicas.

1.3. OBJETIVO.

Al examinar los daños, después que un sismo ocurre, se encuentra que éstos pueden ser de dos tipos: no estructurales por un lado, y de tipo estructural por el otro. Los primeros, como agrietamientos de muros de relleno, caída de acabados, etc., son arreglados en forma rápida aunque a costos elevados. Los segundos corresponden a una categoría de daños que es mucho más seria que la primera. En este caso, es necesario reparar la estructura tomando en cuenta diversos aspectos.

El análisis de los daños más comunes en diversos tipos de estructuras y la presentación de los criterios de reparación más convenientes son los objetivos de este trabajo.

2. COMPORTAMIENTO, TIPOS DE DAÑO Y METODOS DE REFUERZO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO, DE MAMPOSTERIA Y DE ACERO.

A. ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

2.1. GENERALIDADES, EFECTO DE LA VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA.

Cuando una estructura ha resultado dañada por un movimiento sísmico, se procede al estudio de los daños para establecer la factibilidad de la reparación según sean éstos menores o de mayor consideración. Dichos daños obedecen a distintos tipos de fallas; en estructuras de concreto los tipos de fallas suelen analizarse a nivel de elementos estructurales. Cuando un sismo ocurre, las columnas pueden fallar por flexión; por no resistir los esfuerzos elevados de cortante, e incluso por compresión y son comunes las fallas por flexión y por cortante en vigas y muros de cortante.

La naturaleza diferente de las perturbaciones debidas a sismos, que pueden variar desde sacudidas relativamente bruscas y caóticas hasta oscilaciones casi estacionarias que duran 4 ó 5 minutos, junto con la diversidad de daños producidos por estos elementos, ha hecho necesario llevar a cabo diferentes estudios que proporcionen una idea clara sobre el comportamiento del concreto.

Los ensayos en especímenes de concreto a frecuencias bajas y a ciclos de esfuerzos o de carga, suelen aplicarse hasta que aquéllos llegan a la falla. En algunos miembros estructurales, como los sujetos a tensión diagonal, tal procedimiento requiere un gran número de pruebas por la gran dispersión que presentan los resultados.

Pero ha sido evidente la importancia de la velocidad de aplicación de la carga, la cual, en especímenes sujetos a un estado de fuerza uniaxial

no uniforme, también difiere de ser uniforme. En tales condiciones de esfuerzo, el concreto aumenta el módulo de elasticidad y su resistencia, como se puede ver en las figuras 2 y 3 donde los datos para el concreto a tensión fueron tomados de pruebas hechas en cilindros con muescas.

Si del ensaye de un espécimen sujeto a carga estática bajo un estado de esfuerzos uniaxial y uniforme obtenemos una relación esfuerzo-deformación, ésta no será válida para calcular la distribución de esfuerzos en un espécimen sujeto a un estado de esfuerzos no uniforme ya que la relación esfuerzo-deformación depende de la velocidad de carga. Se llega a una solución más realista si se supone que cada punto del espécimen en cuestión tiene la misma relación esfuerzo-deformación-tiempo en ambos estados de esfuerzos.

Partiendo del razonamiento anterior, Glauville realizó uno de los primeros estudios de este tipo para vigas de concreto reforzado y demostró que la distribución de esfuerzos era prácticamente lineal en la zona de compresión del concreto hasta deformaciones relativamente elevadas.

Mindlin demostró que en condiciones en que la variable tiempo no era importante y en el rango de comportamiento lineal, el gradiente de deformaciones es el que afecta en forma significativa la relación esfuerzo-deformación.

Pichart, Brandtzaeg y Brown (ref. 1) dedujeron que en estado triaxial de esfuerzos, los efectos de la rapidez de carga pueden diferir bastante de las condiciones en estado uniaxial; por ejemplo, cuando el concreto se confina en forma adecuada, se comporta prácticamente como material plástico a esfuerzos elevados y se hace apreciablemente más sensible al tiempo que ante esfuerzos uniaxiales.

Rool y Freudeuthal (ref. 1) elaboraron modelos reológicos que describen el comportamiento del concreto dentro de un intervalo limitado de velocidades de carga aunque en general, no son aplicables para la descripción del comportamiento ante un gran número de ciclos de carga.

La capacidad para disipar energía está íntimamente relacionada con los conceptos de ductilidad y absorción de energía y es comúnmente más indicativa del comportamiento de un miembro que estos dos últimos conceptos.

La disipación de energía se define como el área encerrada por la curva fuerza-desplazamiento y puede medirse con la ayuda de un planímetro.

La disipación de energía puede tener lugar por retroalimentación al terreno, por pérdidas hacia el medio ambiente, por amortiguamiento interno y por fricción en las conexiones.

Sabemos que la estructura pierde parcialmente la energía que retroalimenta al terreno porque se transmite como ondas aunque en parte dicha energía se transforma directamente en calor debido al amortiguamiento interno del terreno, y que por otra parte, en todos los casos de interés práctico, es despreciable la transmisión de energía a la atmósfera.

A manera de resumen, podemos hacer resaltar los cambios que sufre la curva esfuerzo-deformación en ciclos sucesivos:

Cuando los esfuerzos aplicados son suficientemente pequeños, de manera que se alejen poco de la relación lineal esfuerzo-deformación, suele ser adecuado suponer que no hay deterioro. Hablamos de deterioro

cuando dichos cambios significan reducciones de la capacidad para deformaciones dadas o cuando están asociadas con la aparición de signos visibles de daño. Si el esfuerzo máximo excede al límite de fatiga, la aplicabilidad de esta suposición también queda limitada por la condición de que el número de ciclos sea pequeño comparado con aquél que causaría la falla

A niveles más elevados de esfuerzo suelen presentarse, en el caso del concreto simple y desde el primer ciclo, microgrietas que reducen su rigidez cuando se sujeta a ciclos adicionales. En el concreto reforzado aparecen grietas macroscópicas, de manera que en ciclos adicionales sólo se dispondrá del acero para resistir tensión

Dependiendo del porcentaje de refuerzo, la reducción en la rigidez puede ser sustancial. Esta reducción puede tener lugar, como ya se dijo, aún antes del primer ciclo, ya que el material puede desarrollar grietas en respuesta a cambios volumétricos producidos por variaciones de temperatura o contracción.

La aplicación de un número moderado de ciclos de carga que alcancen esfuerzos elevados, como puede ser el caso de un sismo, puede modificar apreciablemente la forma de la curva esfuerzo-deformación; y es por eso que debe considerarse esa inelasticidad durante el diseño sísmico.

Gran parte de los estudios realizados han tenido como objetivo la investigación del comportamiento cíclico de elementos estructurales de concreto; lo cual ha producido información que puede usarse para construir modelos matemáticos y en esta forma, realizar análisis dinámicos; sin embargo, sigue siendo acentuada la falta de información sobre el comportamiento de elementos estructurales después de que han sido reparados.

Experiencias recientes han indicado que después de que un sismo de intensidad moderada afecta a una estructura de concreto reforzado no es fácil decidir si sería factible la reparación de los elementos dañados ya que en esas circunstancias, influyen consideraciones no sólo de orden ingenieril sino humano.

2.2. DAÑOS LEVES,

Las reparaciones locales son convenientes si no se tiene que reforzar o fortalecer un elemento estructural.

El caso más sencillo de reparación es el de aquéllos miembros ligeros con desconchamiento del concreto. El método más común de reparación sería el colar una capa de concreto alrededor de la sección original.

En caso de que tales elementos presenten grietas es necesario realizar una reparación más a fondo y que podría consistir en la inyección de resinas epóxicas.

Se puede garantizar que un elemento estructural reparado con la inyección de resinas epóxicas y/o adheriendo adecuadamente el concreto desconchado recupera toda o gran parte de su resistencia original.

El procedimiento general de reparación para el caso de desconchamiento, que incluye la reparación de grietas, es el siguiente:

- 1º Se limpian adecuadamente los elementos de concreto con el objeto de distinguir las grietas y desprender aquellas partes casi sueltas de concreto.
- 2º Se colocan pequeñas cantidades de cinta adhesiva en forma transversal a lo largo de las grietas. Se cubren temporalmente las grietas con una resina ligera de manera de sellarlas. Tan pronto como la resina empieza a endurecerse, se quita la cinta adhesiva mostrándose así la longitud clara de la grieta.

- 3^a Cuando se termina el proceso de sellado, se procede a la inyección por medio de una bomba de presión. La resina epóxica debe penetrar en las grietas.
- 4^a Finalmente se coloca el concreto en las zonas donde se había retirado por estar suelto; debe asegurarse que exista adherencia adecuada entre el concreto existente y el nuevo que se coloque, ésto puede lograrse mediante el empleo de productos químicos.

2.3. MIEMBROS EN COMPRESION.

2.3.1. ASPECTOS GENERALES DE COMPORTAMIENTO.

Se tratará acerca del comportamiento de columnas sujetas a compresión. Se ha observado que la falla de compresión se produce a una deformación unitaria del orden de 0.003 a 0.004. A esa deformación, el concreto se agrieta longitudinalmente o según planos con una inclinación aproximada de 45° dependiendo del grado de restricción que exista en los extremos de la columna. Si la excitación es fuerte, el recubrimiento tiende a desprenderse y las varillas longitudinales se pandean entre estribos al faltarles el soporte lateral que les proporciona el concreto. Aquí resalta una de las razones por la que es importante colocar suficiente refuerzo transversal con poco espaciamiento.

Las fallas de columnas por compresión pueden ser causadas por la influencia de aceleraciones verticales considerables, peor aún, si se presentan asentamientos diferenciales.

Es común que se presenten en partes superiores de columnas ya que en esas zonas el concreto es por lo general más débil; ya se ha dicho, el recubrimiento se desprende facilitando el pandeo del refuerzo longitudinal.

La falla de columnas por compresión se puede presentar además a causa del efecto producido por el momento de volteo del edificio. Este momento afecta a las columnas de los pisos inferiores y afecta en mayor grado a las columnas de esquina ya que éstas suelen estar menos reforzadas o ser de menor sección debido a que los efectos de cargas verticales son más pequeños en ellas.

2.3.2. REPARACION.

Se ha observado que la tendencia a la falla de compresión por momento de volteo se acentúa cuando los marcos extremos en dirección corta contienen tableros de muro, lo cual aumenta la porción de las fuerzas sísmicas que se transmiten a ellos y por ende, los momentos de volteo que dichos marcos toman, crecen. La situación se empeora si los tableros de muros se suspenden en la planta baja.

En el caso anterior, es conveniente bajar los muros interrumpidos al nivel de desplante. Esto reincide en la cimentación por lo que hay que revisarla. Sirve de gran ayuda, el hecho de quitar cargas muertas en el edificio, como pueden ser: muros pesados de relleno, elementos arquitectónicos, etc., y en casos críticos, demolición de algunos pisos.

En casos de menor gravedad, bastará con una reparación local con resinas epoxi.

En columnas también se pueden presentar fallas por flexión. Estas en realidad son producidas por una compresión muy excéntrica con respecto a cualquiera de los ejes ortogonales. En este tipo de fallas se presentan grietas horizontales cercanas al nudo, lugar donde el momento flexionante es máximo. La falla saca a relucir la falta de esfuerzo longitudinal.

En este caso, es imperativo reforzar con adición de refuerzo longitudinal según lo pida un nuevo análisis. También es importante colocar refuerzo transversal para darle mayor capacidad de rotación.

2.4. MIEMBROS EN FLEXION.

2.4.1. ASPECTOS GENERALES DE COMPORTAMIENTO.

Se tratará acerca del comportamiento de vigas de concreto reforzado con sección transversal rectangular; esta información puede servir como base para la extrapolación de los resultados a otros miembros en flexión sobre los que no se tienen datos.

El comportamiento de vigas ante un escaso número de aplicaciones de carga puede predecirse con bastante exactitud a partir de datos sobre el comportamiento de especímenes sencillos.

En general, para cada elemento que se ensaya, se traza su gráfica fuerza-deformación lo que nos describe la curva de histéresis. El área encerrada por esta curva nos define su capacidad para absorber energía.

En la fig 4 se muestra una curva de histéresis característica de una viga fallada por flexión y probada después de ser reparada con resinas epoxi.

En cuanto aparece una grieta importante de tensión por flexión en una viga, ésta se deteriora rápidamente como se observa en la fig. 5. Ante ciclos de carga sucesivos, el número de grietas sigue creciendo y éstas abriéndose más. Tal situación se presenta también cuando se produce un deslizamiento apreciable de las barras de refuerzo con respecto al concreto que las rodea o en cuanto se manifiesta una falla incipiente por deslizamiento en una región de anclaje o en la vecindad del doblé de una barra.

Se ha observado que después de un número moderado de ciclos de carga, las barras con ganchos o dobleces desarrollan una resistencia apreciablemente menor que las mismas varillas rectas en fatiga de alto ciclaje, según se muestra en la fig. 6.

De hecho, al ceder repetidamente el refuerzo longitudinal y aumentar el agrietamiento diagonal, suele sobrevenir el desconchamiento del concreto. Este fenómeno causa una pérdida parcial de la adherencia. A su vez ésta puede producir el desconchamiento del concreto o fallas en zonas de anclaje por el deslizamiento progresivo entre el concreto y el refuerzo.

El desconchamiento del concreto, la disminución de la adherencia, la abertura de las grietas, junto con una disminución del módulo de elasticidad del concreto ante ciclos repetidos contribuye a reducir la rigidez de los elementos de concreto en flexión. Como consecuencia, su capacidad de absorción de energía puede reducirse drásticamente, aún cuando su resistencia prácticamente sea la misma y que su factor de ductilidad aumente en ciclos de carga sucesivos.

La mayoría de los efectos perjudiciales de las cargas repetidas pueden evitarse detallando cuidadosamente el refuerzo longitudinal y usando estribos muy próximos entre sí en las zonas de momento máximo.

Según Spencer (ref. 1), las vigas de concreto presforzado desarrollan áreas de histéresis menores que las vigas comparables de concreto reforzado, principalmente cuando se rebasa el comportamiento lineal después de la aparición de grietas por flexión.

Al mismo tiempo, estos miembros tienen una tendencia mucho menor al deterioro ante cargas repetidas que sus contrapartes de concreto reforzado.

El comportamiento en flexión de miembros de concreto reforzado es fácilmente predecible si conocemos el comportamiento de ensayos a flexión de modelos a escala reducida, salvo algunos casos como el siguiente:

se ha observado que, bajo cargas estáticas o cíclicas que no ocasionan flexiones alternantes, el acero de compresión en miembros rectos no suele pandearse así como tampoco se desprende el concreto del recubrimiento aún ante deformaciones elevadas ni en ausencia de estribos o anillos. Además, las curvaturas que se presentan en zonas de flexión importante hacen que el acero longitudinal de compresión tienda a desplazarse hacia el interior de la sección.

Este fenómeno no se presenta en miembros curvos ni en el refuerzo de esquinas, donde sólo es necesaria una cantidad moderada de estribos para mantener en su sitio al refuerzo; estos estribos adicionales son también necesarios en el acero longitudinal sujeto a esfuerzos de compresión en el caso de columnas ante fuerzas axiales y flexión combinadas, especialmente si las cargas se sostienen durante largo tiempo, de manera que el concreto fluye produciendo grandes deformaciones por compresión.

Ya se ha dicho que en columnas también se presentan fallas por flexión debidas a una compresión muy excéntrica. Aparecen grietas horizontales cercanas al nudo; en este caso, es necesario reforzar con adición de refuerzo longitudinal.

2.4.2. CONSIDERACIONES PARA EVITAR FALLA FRAGIL.

Sozen y Nielsen (ref. 1) opinan que como el criterio tradicional de diseño de miembros de concreto reforzado se refiere casi exclusivamente a la resistencia del elemento, mientras que la ductibilidad y la absorción de energía reciben poca atención, a menudo se ignora que sólo puede desarrollarse una gran ductilidad si las articulaciones plásticas abarcan una amplia zona de los miembros estructurales; para ésto se requiere que el refuerzo tenga un rango apreciable de endurecimiento a la deformación más allá de la fluencia.

También los traslapes del refuerzo en las zonas de tensión deben detallarse con un criterio más conservador que cuando se diseña para cargas estáticas, de manera que el concreto no falle en estas zonas locales ante fuerzas sísmicas menores que las que producen la fluencia del refuerzo.

La congestión de refuerzo, especialmente en los empalmes, ha sido la causa de fallas durante los sismos, sea que éstos empalmes se encuentren en regiones de tensión, flexión o compresión. El uso generoso de anillos confinantes en las regiones de traslape es especialmente aconsejable para evitar el desconchamiento y rotura prematura del concreto.

2.4.3. REPARACION DE MIEMBROS EN FLEXION.

Generalmente, para agrietamientos no muy fuertes, la reparación local de vigas de concreto reforzado se lleva a cabo con resinas epoxi. En tales vigas, al ser probadas nuevamente bajo cargas cíclicas, se observa que las grietas reparadas no se vuelven a desarrollar, lo que indica que hay un reforzamiento en las regiones reparadas con respecto a su estado original. Como las regiones reparadas resultan comúnmente más fuertes, pueden desarrollar incluso esfuerzos cortantes más altos que los desarrollados por las regiones adyacentes. Sin embargo, el incremento de resistencia va acompañado de una disminución de la ductilidad.

La técnica de inyección de resinas epoxi aparentemente devuelve la rigidez inicial al elemento, pero como éste posee pequeñas grietas que no se pueden inyectar, se ha observado que la rigidez a flexión se deteriora más rápidamente que en el elemento original. Esto podría ser indicativo de que la adherencia entre el concreto y el acero no se reintegra completamente.

En la fig. 7 se presenta el comportamiento en flexión de una viga antes y después de reparada, el espécimen original se llevó a un estado avanzado de falla bajo carga estática (ref. 6).

El método de reparación consistió en lo siguiente: remoción del concreto dañado y colocación de uno nuevo así como la adición de una placa de acero que se pegó con resina epoxi a la cara de tensión de la viga para aumentar la capacidad en flexión del elemento. La viga reparada se probó hasta la falla bajo cargas cíclicas. Se observó que la rigidez decrece considerablemente pero su resistencia aumenta; se considera que si la placa fuera de mayor área, sería posible lograr una sustancial mejoría en la rigidez al igual que en la resistencia.

Para agrietamientos no muy fuertes, el inyectar las grietas con resinas epoxi asegura restaurar la resistencia de los miembros mas no su rigidez. Para asegurar una completa recuperación de la resistencia y rigidez de un elemento de concreto reforzado en flexión, es necesario reponer el concreto en las zonas dañadas y aplicar un método de reparación local. Para casos de daños más graves, será necesario el hacer tal vez, una reestructuración que nos asegure un mejor comportamiento.

2.5. MIEMBROS SUJETOS A CORTANTE Y TORSION.

2.5.1. ASPECTOS GENERALES DE COMPORTAMIENTO.

En el diseño sísmico de estructuras con frecuencia es importante comprobar la resistencia al esfuerzo cortante en columnas de concreto reforzado. En efecto, quizá los miembros estructurales más grandes que han fallado son las columnas de sección circular en el Hotel Macuto-Sheraton de Caracas, las cuales sufrieron grietas de tensión diagonal en el sismo de 1967. Esta falla se caracteriza por el hecho de que la fuerza cortante originó esfuerzos principales que excedieron la resistencia a tensión del concreto, produciendo grietas inclinadas aproximadamente a 45° . Rara vez se presenta este problema de diseño para cargas gravitacionales, por lo que lo ignoran muchos reglamentos de construcción.

Faradji-Capón y Díaz de Cossio (ref.1) ejecutaron pruebas estáticas en columnas circulares sujetas a diversas cargas axiales. Dedujeron que puede calcularse la resistencia al corte de igual forma que para las secciones rectangulares, usando como área efectiva del concreto el área bruta de la sección transversal. La eficacia del refuerzo transversal puede considerarse igual a la que opera en secciones rectangulares con iguales áreas y separación del refuerzo.

Quizá la causa más común para que se presente este tipo de falla se debe a la costumbre bastante generalizada de ligar muros de mampostería a los marcos estructurales pero no en toda la altura de las columnas, permitiendo de esta forma ventilación cruzada. Es así que al interactuar los muros con los marcos, las fuerzas en los ejes donde existen muros son superiores a las que obran en los ejes donde no los hay. La acción de las columnas así restringidas es tal, que la fuerza cortante se concentra

en la zona libre de la columna entre el techo y la parte superior del muro, fallando el miembro por cortante (falla denominada como de columna corta).

Las fallas por torsión en columnas son debidas también a que se sobrepasa el esfuerzo resistente a tensión diagonal del concreto; se caracteriza porque se presenta una grieta continua que se desarrolla en casi toda la longitud del miembro con una inclinación aproximada de 45 grados. Este tipo de falla se presenta en construcciones asimétricas en rigidez que inducen torsiones que tienen que ser soportadas por los elementos verticales de soporte.

2.5.2. REPARACION.

Si el daño no es muy severo, es decir, grietas menores de 6 mm de ancho, se pueden reparar localmente inyectando las grietas con resinas epoxi.

Para grietas mayores, se limpia adecuadamente la superficie quitando el polvo y pequeñas partículas desmoronadas y se rellenan luego con mortero de cemento con aditivo estabilizador de volumen.

De cualquier manera, si se quiere evitar este problema en sismos futuros de igual o mayor intensidad, habrá que reforzar exteriormente las columnas, especialmente con refuerzo transversal; por otra parte, los muros deben ser desligados de las columnas.

2.6. UNIONES.

2.6.1. ASPECTOS GENERALES DE COMPORTAMIENTO.

Las uniones entre miembros estructurales se hallan entre las porciones más vulnerables de las estructuras ante cargas repetidas.

En la fig. 8 se muestra una conexión viga-columna que presenta un comportamiento especialmente objetable. Se trata de una unión similar a la de un marco que llegó al colapso bajo carga estática debido a que nunca se logró un perfecto anclaje entre las varillas de acero longitudinales de la viga con las de la columna a pesar de que cumplía los requisitos del reglamento de construcción que le eran aplicables. Por la misma razón, las conexiones mostradas en la fig. 9 también se comportan defectuosamente ante cargas repetidas; en la fig. 10 se muestra un criterio propuesto para el diseño de anillos o estribos para evitar la falla prematura de conexiones como las mencionadas anteriormente. Obsérvese el perfecto amalgamamiento de los aceros en la junta.

Hanson y Conner (ref. 1) revelaron, basándose en resultados de pruebas en las pruebas en las uniones viga-columna de concreto reforzado, que es esencial el soporte lateral proporcionado por una viga perpendicular al plano de la junta para asegurar un comportamiento adecuado, especialmente ante cargas alternadas repetidas. Si no se cuenta con este soporte, el concreto se desgajará ante la acción de momentos de flexión considerablemente menores que los que se calcularían ignorando este fenómeno. Bastarían unos cuantos ciclos de carga para reducir la capacidad de la conexión prácticamente a cero; además aparecen grandes grietas diagonales para esfuerzos relativamente bajos. Propusieron además, un criterio para el diseño de estribos destinado a evitar la falla prematura de conexiones de los tipos mencionados, como se muestra en la fig. 10.

Tal criterio sirve no para evitar el daño sino para limitar la aparición de grietas diagonales; los estribos diagonales evitarían de hecho la aparición de tales grietas, pero su uso no se justifica en la mayoría de las obras.

Existen además otros criterios que únicamente tienen en cuenta los esfuerzos cortantes pero no proporcionan medios de control que eviten el desgajamiento del concreto en planos que contienen a las barras dobladas. Sin embargo, es relativamente sencillo idear criterios conservadores que portegan contra este tipo de falla:

Ya se ha mencionado que en la mayoría de las conexiones de vigas-columnas hay una viga perpendicular al plano definido por la columna y la viga en cuestión. La presencia de la viga perpendicular suele proporcionar todo el confinamiento que se necesita siempre que se cumpla con los requisitos de anclaje y confinamiento que conformen la conexión.

En general, a pesar de su estabilidad de comportamiento bajo cargas repetidas, las conexiones entre miembros estructurales son especialmente sensibles a la calidad de la mano de obra. Popov y Pinkney (ref 1) mencionaron que incluso algunos especímenes de laboratorio han fallado para cargas bajas debido a mano de obra defectuosa.

2.6.2. REPARACION.

Gulkan (ref. 3) obtuvo que para que las conexiones viga-columna falladas por carga cíclica incrementen su resistencia, era necesario que contarán con cierto confinamiento, como el producido por una viga transversal. Tal

objetivo se consigue si los armados en las dos direcciones se sueldan y el concreto dañado se sustituye por otro. Es menos efectiva la reparación, si sólo se produce el confinamiento del concreto y no se sueldan los armados.

En la fig. 11 se muestra el método usado por Tassios, Plainis y Vassilou (ref.2) para reparar juntas vigas-columnas falladas ante cargas cíclicas. Se considera una operación básica el remover el concreto suelto y colocar uno nuevo; asimismo, se agregaron estribos nuevos. Se observó que se recuperó la rigidez de los elementos reparados al volverse a llevar a la falla y lo que es más, aumentó su ductilidad.

Se puede concluir que ésta es la reparación más eficiente.

Por otra parte, resulta poco eficiente el colocar la viga transversal si no se hace correctamente y con estribos soldados.

2.7. MARCOS Y VIGAS CONTINUAS.

2.7.1. ASPECTOS GENERALES DE COMPORTAMIENTO.

El comportamiento de marcos y vigas continuas bajo el efecto de cargas repetidas puede predecirse en gran medida a partir del de los miembros en flexión y del de las conexiones; aunque debe prestarse especial atención a la redistribución de momentos flexionantes y al fenómeno de deformaciones plásticas que se presenta en estructuras hiperestáticas ante cargas alternadas.

Bertero, McClure y Popov (ref. 1) a partir de una serie de pruebas de marcos pequeños de concreto reforzado obtuvieron resultados que representan el tipo de información que puede deducirse directamente del comportamiento de los miembros en flexión y de las conexiones. Según este criterio, el anclaje óptimo del refuerzo en la viga y en las columnas se logra con placas metálicas ya que si se opta por la solución más común, que consiste en barras dobladas, el marco se deteriora más rápidamente.

Se observó que las cargas repetidas afectaban sólo ligeramente la resistencia de tales marcos. Después de 100 ciclos a casi 80% de la resistencia a carga estática, los marcos conservaron más del 95% de su resistencia. Un marco sujeto al 85% de su capacidad estática durante cuatro ciclos de alternación de carga, no sufrió reducción alguna en su resistencia.

Los anteriores resultados concuerdan con los obtenidos en columnas y en vigas porque los marcos tenían proporciones tales que su resistencia quedaba condicionada por la flexión.

Si bien es cierto que la resistencia resultó insensible a la repetición de cargas, la rigidez, y por tanto su capacidad para disipar energía de deformación inelástica, se deterioró rápidamente, como se ilustra en la fig. 12.

2.7.2. REPARACION.

Lee, Wright y Hanson (ref 4) propusieron varios métodos de reparación de marcos de concreto reforzado, los cuales probaron bajo cargas alternadas; los criterios de reparación que siguieron fueron los siguientes:

- 1º Inyección de resinas epoxi para aquellos marcos sujetos a carga cíclica moderada y que presentaban pequeñas grietas.
- 2º Remoción y remplazo del concreto dañado por materiales ad-hoc, como son:
 - a) Mortero resina epoxi-arena.
 - b) Concreto-cemento Duracel. (aligerado con tepetate)
 - c) Concreto de fraguado rápido y alta resistencia.
 - d) Concreto de resistencia rápida.

Durante la prueba de los marcos reparados se observó que las grietas reparadas no se volvieron a abrir, sino que aparecieron nuevas en las regiones adyacentes a la región reparada.

Las conclusiones principales del estudio anterior fueron las siguientes:

- 1a. La inyección de resinas epoxi y la remoción y remplazo del concreto como métodos de reparación pueden efectivamente restaurar la rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía a un marco de concreto reforzado cuando el daño es causado por flexión.

- 2a. El concreto de resistencia rápida (cemento tipo III) puede usarse ventajosamente como material de remplazo del concreto dañado. Este material es económico, compatible con el concreto original y no requiere complicadas técnicas para su colocación.
- 3a. Las juntas viga-columna exteriores deben ser re-evaluadas antes de que se hagan las reparaciones para determinar si la junta es adecuada para resistir futuros sismos.
- 4a. Las vigas reparadas mostraron mayor resistencia que las originales al alcanzar su máxima deflexión. Esto se atribuye al hecho de que los materiales de remplazo fueron de mayor resistencia.

Higashi, Ohkubo y Fujimata (ref. 5) experimentaron sobre el comportamiento inelástico de marcos de concreto reforzado dañados, probándolos bajo cargas sísmicas y basando sus métodos de reparación en los criterios siguientes:

- 1o. Incrementar la resistencia última del marco.
- 2o. Incrementar la ductilidad debida a la deformación plástica, para en esta forma absorber la energía inducida por sismo.

Para tal efecto, se programaron dos series de marcos: en la primera serie, los marcos dañados se reforzaron colocando muros de concreto reforzado que formaban un diafragma, se tenían las siguientes variantes:

- 1a. Los muros fueron colados después de que fue retirado el concreto dañado de los marcos que lo revestía. El armado de los muros fue soldado a los armados de los miembros existentes, es decir, al de las columnas y al de las vigas de los marcos. (fig. 13a).

- 2a. Se usaron paneles precolados de concreto reforzado como diafragma y su armado también fue soldado al armado existente. Las juntas entre ambos miembros fueron llenadas con mortero expansivo (fig. 13b).
- 3a. Los paneles precolados fueron colocados usando piezas de anclaje de acero especiales (fig 13c) y las juntas también se llenaron con mortero expansivo (fig 13d).

En la segunda serie, cuatro paneles precolados unidos uno con otro fueron colocados en el interior del marco (fig 13e). Los métodos de colocación fueron los mismos que la anterior variante.

Los resultados de las pruebas de las dos series de marcos se pueden resumir como sigue:

- 1o. Los marcos reforzados con muros o paneles prefabricados que formaban un diafragma y cuyos armados habían sido soldados al armado existente (1a y 2a), tuvieron un notable incremento en su rigidez para la capacidad máxima. La falla final fue por aplastamiento del concreto en los diafragmas, como se muestra en la fig 14a. Cabe hacer notar el incremento de resistencia y el comportamiento monolítico de la estructura.
- 2o. Cuando se usaron piezas de acero especiales para anclaje, el comportamiento distó mucho de ser monolítico, por lo que no se puede hablar de un aumento real de rigidez ni de resistencia. El tipo de falla se muestra en la fig. 14b.
- 3o. La rigidez de los marcos reforzados con paneles armados no aumento debido probablemente a las juntas incompletas entre el muro y el

marco. Se registró un aumento de resistencia por el efecto confinante de los paneles. El modo de falla final fue por aplastamiento del concreto en las esquinas de los paneles, como se muestra en la fig. 14c.

Las principales conclusiones del estudio anterior son:

- 1a. Los marcos reforzados con diafragmas cuyos armados se soldaron a los de aquéllos, tuvieron un comportamiento monolítico. Con este método de refuerzo, es notable el incremento de rigidez y resistencia.
- 2a. Los marcos rigidizados con paneles precolados de concreto reforzado y piezas de anclaje de acero no incrementaron su rigidez ni su resistencia lo suficiente debido a las juntas incompletas entre ambos, lo que ocasiona que este método no sea muy recomendable.

Se puede concluir que si se desea reestructurar una construcción pretendiendo que sea más rígida, puede seguirse el criterio de colar un muro como diafragma del marco o mediante paneles prefabricados; si se une el refuerzo de este diafragma al del marco, se tiene un comportamiento monolítico equivalente al de un muro de concreto reforzado.

Otro estudio similar lo realizaron Kahn y Hanson (ref. 6) quienes presentaron algunos métodos de reforzamiento de marcos y su posterior comportamiento cuando se rigidizaron con muros de concreto reforzado, comparando su comportamiento con el de un muro ensayado previamente ante alternaciones de carga.

El caso general fue un muro de concreto reforzado confinado por un marco, se tenían cuatro variantes:

- 1a. El muro confinante fue perfectamente anclado y colado monolíticamente con el marco confinante (fig 15a).
- 2a. El muro fue colado hasta a tres pulgadas de la viga superior; el espacio vacío se llenó con mortero de cemento Portland. El muro se unió al marco con varillas # 3 ancladas en agujeros y éstos rellenos con mortero epóxico. (fig. 15-b).
- 3a. El panel era un panel simple precolado que se ligó a la viga superior e inferior del marco confinante con sujetadores de acero y que quedaba separado $3/8$ " de cada columna para evitar una falla por cortante en éstas. (fig 15-c)
- 4a. El muro estaba compuesto por seis paneles independientes separados entre sí $1/4$ " y unidos por conectores entre sí y con las vigas superior e inferior. (fig 15-d).

El modo de falla de cada uno de los cuatro marcos fue el siguiente: el primer marco falló como el muro de cortante previamente ensayado: agrietándose y fluyendo la base del muro, seguido por una falla de cortante de la columna a compresión. El segundo marco falló en las uniones entre la viga superior y la columna, lo que llevó a una falla de cortante repentina en las columnas. En el tercer marco, la falla se precipitó por el desprendimiento de los anclajes. En el cuarto marco, los paneles individuales fallaron por flexión provocada por deterioro en los conectores.

Las conclusiones de este estudio son las siguientes: Los muros colados en el lugar y que por supuesto estaban reforzados, tuvieron un comportamiento no satisfactorio ya que aunque se incrementó su resistencia a carga lateral, su modo de falla fue frágil y llevó a una pérdida total de la capacidad de carga vertical.

Puede concluirse que en cambio, las técnicas que contemplen materiales precolados sí son satisfactorias. El espacio entre paneles y columnas adquiere importancia porque previene una falla por cortante de las columnas y además proporciona mayor ductilidad a la estructura.

La técnica de los multipaneles es la más prometedora porque proporciona mayor ductilidad y una mayor capacidad de carga cíclica que los otros.

Los paneles precolados deben ser conectados sólo a las vigas superior e inferior y dejar una separación de 0.01 veces la longitud del muro, entre éste y las columnas con el fin de prevenir una falla prematura por cortante.

Los conectores panel a panel deben ser reforzados con resina epóxica en cada conexión así como también las varillas que unen los miembros cuando el concreto es colado en el lugar.

Los dos estudios anteriores aparentemente se contradicen; sin embargo, cada uno persigue un distinto objetivo.

En el primer estudio se busca un aumento de rigidez y resistencia por lo que el muro colado monolíticamente es lo adecuado. Si se quiere incrementar la ductilidad y no mucho la resistencia, los multipaneles del segundo estudio es lo adecuado.

2.8. MUROS

2.8.1. ASPECTOS GENERALES DE COMPORTAMIENTO.

Si un edificio está estructurado a base de marcos rígidos, aunque éstos estén correctamente diseñados puede la estructura presentar serios problemas especialmente de daños secundarios cuando es sometido a sismos fuertes. Esto se debe a los desplazamientos laterales que pueden llegar a ser de consideración, dando como resultado, un edificio excesivamente flexible. Aunque es posible proporcionar rigidez adecuada utilizando únicamente marcos rígidos, esto, si se trata de un edificio alto, es inconveniente y antieconómico.

Una mejor manera de rigidizar una estructura es colocando muros de concreto convenientemente ubicados.

Los muros de concreto, si son muy esbeltos ($h/l > 2.5$) pueden ser tan flexibles que antes de alcanzar una falla por cortante, la alcanzan por flexión. Esto se debe al momento de volteo que hace trabajar al muro como una viga en voladizo. Las fallas de este tipo se presentan en edificios altos en donde hay poca cantidad de muros que generalmente constituyen los muros colindantes, o bien, el cubo de elevadores.

Las fallas por flexión se caracterizan por el aplastamiento del concreto en la zona de compresión después de una fluencia considerable del acero en tensión. El muro presenta un profuso agrietamiento horizontal cerca de la base.

Es común que después del aplastamiento del concreto se pandee el refuerzo longitudinal concentrado en la zona de compresión.

La falla puede ser; además, por flexión combinada con cortante. Se produce por un sobreesfuerzo del muro y es de tipo frágil, produciendo grietas inclinadas en adición a las horizontales.

Generalmente los muros de concreto tienen refuerzo uniformemente distribuido a través de la sección. Esto es indeseable para el caso de flexión cuando se requiere absorción de energía en el rango post-elástico. Según investigaciones, se logran ductilidades bastante altas aún con cargas axiales de consideración, si se concentra parte del refuerzo en los extremos y especialmente si se cuenta con un ensanchamiento del muro en esas zonas, en las que debe haber un confinamiento adecuado para evitar el pandeo de las varillas longitudinales.

En muros cortos ($h/l < 2.5$), el problema de cortante es más crítico. En éstos, la falla es frágil y presenta grandes grietas diagonales. La resistencia a la falla se incrementa por la presencia de columnas o muros transversales en los extremos del muro y por la abundancia de refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro.

Inicialmente, el comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado había sido extrapolado a partir de los resultados observados de pruebas estáticas.

Benjamín y Williams (ref. 1) basaron sus comentarios en resultados de pruebas donde se cargaba monotónicamente paneles de muros de diversos tipos y proporciones. Los especímenes se muestran en la fig. 16.

Los resultados indicaban que las relaciones fuerza-deformación en estos elementos pueden aproximarse bastante bien mediante rectas hasta la fuerza máxima (ver fig. 17). La pendiente de la primera línea puede

calcularse usando la teoría básica de resistencia de materiales (sumando las deformaciones producidas por las fuerzas cortantes y las de flexión) aplicada a la sección de concreto sin agrietar. La curva fuerza-deformación tiene un quiebre donde la fuerza produce el agrietamiento del concreto. Se desarrollaron ecuaciones empíricas para predecir la segunda línea. Aproximadamente, su pendiente puede obtenerse de manera semejante suponiendo que la sección efectiva está definida por la de la sección transformada que se determina en base a la relación de módulos elásticos del acero y del concreto, en la que el concreto no resiste tensiones. La fuerza máxima puede calcularse usando la teoría del concreto reforzado.

Las mismas pruebas indicaron una eficacia mucho mayor del refuerzo vertical que el horizontal. De hecho, el acero horizontal sólo sirve para limitar los espesores de las grietas verticales y contribuye poco o nada a resistir fuerza cortante. Las pruebas inclufan tableros con dimensión horizontal igual o mayor que la altura.

Esta conclusión no es válida para muros de altura mayor a su longitud, en los cuales el refuerzo horizontal resulta más efectivo que el vertical para resistir esfuerzos cortantes; pero se ha observado que lo más conveniente es que exista refuerzo en las dos direcciones y casi en la misma proporción.

Del análisis de resultados de los ensayos de muros de concreto reforzado ante alternaciones de carga se ha observado que presentan básicamente dos tipos de comportamiento: dúctil, al predominar la flexión; y comportamiento frágil cuando es determinante la influencia de la fuerza cortante.

En el primer caso, flexión, el comportamiento de los muros es similar al de vigas, incluso, con muy buena aproximación se puede calcular la capacidad de los muros a flexión con los mismos criterios que para vigas. No es el mismo caso para cortante, ya que difiere el comportamiento de muros y vigas para esta sollicitación.

El comportamiento de muros de concreto reforzado ante fuerza cortante se muestra en la fig 18 ; para cargas muy bajas, prácticamente el comportamiento es elástico lineal; después, el muro se va deteriorando siendo entonces diferente la curva de carga que la de descarga; el ciclo de carga histerética muestra la forma usual de elementos donde rige la falla por cortante (spindle shaped); al ir hacia un nuevo incremento de carga y deformación se obtiene el trazo histerético continuo de la fig. 18, al efectuar alternaciones de carga para la misma deformación se observa que disminuye la capacidad estabilizándose la misma aproximadamente al tercer ciclo (trazo discontinuo). A este esfuerzo es al que se le denomina esfuerzo sostenido, y al máximo de éstos como resistencia sostenida. Después de que se alcanza ésta, el muro pierde resistencia brusca y continuamente.

2.8.2. REPARACION.

Analizando los mecanismos de falla y la influencia que tienen algunos factores en su comportamiento como la cantidad y distribución del refuerzo, el nivel de la carga axial, etc., se pueden establecer lineamientos para la reestructuración y reparación de muros dañados.

En primer lugar, si se trata de grietas pequeñas, se pueden inyectar resinas epoxi directamente y a presión dentro de las grietas, o bien, si éstas son más severas, se puede picar el concreto de manera de hacer pequeñas ranuras en forma de V de más o menos 3 cm, transversalmente a la dirección longitudinal de la grieta para que después sean llenadas con mortero de cemento con aditivo estabilizador de volumen o con un mortero con resina epoxi.

Para evitar nuevos agrietamientos de tensión diagonal en sismos futuros, es conveniente ensanchar las extremidades para asegurar un mejor comportamiento. La cantidad de refuerzo que debe colocarse es la que se determine de un nuevo análisis.

Si se trata de muros que forman cubos de elevadores sin ningún elemento en las uniones, de manera similar a la anterior se puede colocar refuerzo concentrado en las esquinas para proporcionar mejor ductilidad, debiéndose anclar perfectamente este nuevo refuerzo al del muro.

2.9. ESTRUCTURAS COMPLETAS.

2.9.1. ASPECTOS GENERALES DE COMPORTAMIENTO.

En este capítulo se tratarán algunos casos interesantes acerca del comportamiento de varias estructuras de concreto ante cargas estáticas monótonamente crecientes hasta producir el colapso.

Ihara y Weda (ref 1) llevaron a cabo pruebas estáticas en cuatro edificios de tamaño natural que tenían diferentes soluciones estructurales. Las pruebas se efectuaron hasta producir desplazamientos laterales del techo del orden de 30 cm. Las cargas se aplicaron por medio de gatos hidráulicos. En varias etapas se ejecutaron pruebas dinámicas de pequeña magnitud.

Se encontró que los métodos tradicionales que consideran centro a centro la longitud de los elementos y desprecian la interacción con el suelo, subestimaban ligeramente la rigidez de los marcos en la etapa de deformaciones pequeñas. Para este caso, sobrestimaron la rigidez de las estructuras con muros de cortante y en combinación con la teoría ordinaria para concreto reforzado, sistemáticamente sobreestimaban la resistencia estructural.

Se encontraron ductilidades muy elevadas en todas las estructuras; conviene señalar que la carga se hizo esencialmente monótonica, es decir, con pocos ciclos de descarga pero sin invertirla y que las cuatro estructuras se habían construido y detallado cuidadosamente; las vigas y columnas estaban generosamente provistas de anillos cerrados, y sólo en una de las estructuras se delataron algunos detalles. Los muros de cortante se agrietaron notablemente para factores de ductilidad mucho menores que los marcos, pero soportaron grandes deformaciones.

Los períodos naturales de vibración después de un agrietamiento severo fueron de 50 a 110% mayores que aquéllos para deformaciones pequeñas. Los coeficientes de amortiguamiento fueron de 3% para deformaciones pequeñas y de 4 a 9% después de un agrietamiento severo; se registraron en todos los casos a oscilaciones pequeñas.

A partir del análisis de los daños observados en edificios de concreto reforzado de mediana altura debidos al temblor de 1968 en Hachinohe, Japón, se encontró que existía cierta correlación entre el daño producido con dos parámetros; uno de ellos es la relación de áreas de muros y el otro es el esfuerzo cortante promedio en los elementos resistentes (muros y columnas), Shiga (ref. 7) concluyó que los edificios dañados y los no dañados podrían ser significativamente diferenciados en base a esos dos parámetros y estimó una distribución de probabilidad de la capacidad de resistencia sísmica y llegó a hacer una predicción de la extensión del daño por sismo.

La mayoría de los edificios investigados eran de 3 pisos y Shiga observó que los más seriamente dañados tenían solo una pequeña cantidad de muros.

En sus investigaciones, referidas a ese sismo en particular, Shiga estableció los siguientes índices:

1. Índice muro-área: $A_w / \Sigma A_f$ (cm^2 / m^2).

Se define como la relación entre el área de muros transversales y longitudinales en el primer piso, A_w (cm^2), y la suma del total de las áreas de piso encima del considerado ΣA_f (m^2). Se incluyen todos los muros de concreto reforzado cuyas longitudes sean mayores de 60 cm. Si los edificios están estructurados a base de columnas se tomarán las áreas de los muros independientemente de sus longitudes.

2o. Índice columna-área: $A_c/\Sigma A_f$ (cm^2/m^2).

Se define como la relación entre el área de columnas en el primer piso A_c (cm^2) y la suma del total de las áreas de piso encima del considerado, ΣA_f (m^2).

3o. Esfuerzo cortante promedio en muros y columnas: $W/(A_c+A_w)$ (kg/cm^2)

Se define como la relación del peso nominal del edificio, $W = 1\ 000 \Sigma A_f$ (kg) y la suma de las áreas transversales de los muros y columnas ($A_w + A_c$) del primer piso en una dirección. Se considera $1\ 000 \text{ kg}/\text{m}^2$ el peso por unidad de área de piso del edificio y el coeficiente de cortante lateral en la base es 1.0.

Los resultados de la investigación se muestran en la fig 19; un grupo de curvas muestra la relación entre el índice muro área y el esfuerzo cortante nominal promedio para varios valores del índice columna área. Se muestran simultáneamente valores para las direcciones transversal y longitudinal.

De la fig. 19 vemos que los edificios no dañados o con leves daños tienen que:

1. El índice muro-área es mayor que $30 \text{ cm}^2/\text{m}^2$.
2. El esfuerzo cortante promedio es menor que $12 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Como el valor crítico del esfuerzo cortante promedio que divide a los edificios en dañados y no dañados para el índice muro-área igual a cero, es decir cuando no se tienen muros sino sólo columnas, es $12 \text{ kg}/\text{cm}^2$, se toma a éste como el esfuerzo último nominal de las columnas (esfuerzo

para falla de cortante en columnas cortas). Por otro lado, el valor crítico del índice muro-área que distingue de edificios dañados y no dañados es 30 cm/m^2 , se considera que el esfuerzo nominal último es 33 kg/cm^2 si el índice columna-área es igual a cero, es decir, cuando sólo existen muros.

Combinando estos criterios, la fuerza cortante última nominal del edificio será $12 A_c + 33 A_w$ (kg) que igualada a la fuerza lateral nominal $1\,000 \Sigma A_f$ (kg) define la curva mostrada en la fig.19. Obsérvese que los edificios marcados con X (falla por cortante en muros y columnas) parecen estar dispersos a lo largo de la curva así como la mayoría de los edificios marcados con X (fallas en columnas).

Los edificios fueron clasificados dentro de tres zonas:

1. Zona C: edificios sin daños o con leves daños:
2. Zona B: edificios con muros que sufrieron grietas en los muros cuando el esfuerzo cortante fue elevado, así como edificios con pocos muros o sin ellos que sufrieron fallas por cortante en el caso de columnas cortas.
3. Zona C: los muros se agrietaron fuertemente y las columnas resultaron muy dañadas por cortante, en el caso de columnas cortas, la falla por cortante precedió a la falla por flexión.

Shiga definió al siguiente índice como el representativo de la capacidad para resistir sismos:

$$C_y \times (1\,300 \Sigma A_f) = 12 A_c + 33 A_w$$

El factor 1 300 se debe a que el peso promedio por unidad de área en los actuales edificios de concreto reforzado es 1.3 ton/m^2 a diferencia del 1.0 ton/m^2 considerado en el análisis anterior y C_y es el índice que nos da la capacidad de resistir sismos.

La fig. 20a muestra la distribución de C_y calculados para unos 245 edificios existentes de concreto reforzado. Tal distribución de C_y parece tener su máximo en $C_y = 0.8 \approx 1.0$, la función densidad de probabilidad de C_y puede ser modelada con una distribución normal como se muestra en la fig. 20a.

Shiga supuso que la respuesta de un edificio por cortante a las sollicitaciones es C_b , entonces, la probabilidad de falla del edificio puede ser expresada como:

$$P_f = P(C_y < C_b) = P(C_y/C_b < 1)$$

Se considera a C_b como una variable aleatoria aunque en realidad es una función de las propiedades dinámicas del edificio. C_b se supone independiente del número de pisos de un edificio.

La probabilidad de falla puede obtenerse de la densidad de probabilidad de C_y como sigue:

$$P_f = \int_0^{C_b} f(C_y) d C_y$$

La fig. 20b muestra la curva de P_f calculada a partir de la función $f(C_y)$ de la fig. 20a.

Shiga concluyó que sí hay una relación entre los daños en los edificios de concreto reforzado causados por el temblor de 1968 en Hachinohe y la cantidad de muros existentes. Y en base a esa relación, se llegó a establecer la distribución de la capacidad de resistencia a sismo de tales edificios existentes.

Simeonov (Ref. 8) menciona un problema al que se enfrentó durante la construcción de un edificio de apartamentos de concreto reforzado de 8 pisos cuando observó que el concreto usado en los primeros tres pisos tenía una resistencia considerablemente menor que la resistencia de diseño del concreto.

Se llevó a cabo un análisis al límite de los marcos de concreto reforzado y se examinaron las posibles posiciones de las articulaciones plásticas en caso de sismo, para definir la capacidad resistente de la estructura a cargas sísmicas.

Se observó que en muchas juntas, las primeras articulaciones plásticas se formaban en las secciones transversales de las columnas y que la relación entre la fuerza axial en las columnas y la capacidad a flexión de las secciones de concreto era mayor para los pisos inferiores.

El análisis fue hecho en base a las componentes N-S del sismo de El Centro, California de 1940 y del de Port Hueneme de 1957.

Con el fin de mejorar la resistencia y ductilidad de las columnas y para transferir las articulaciones plásticas de las columnas a las vigas, las columnas de los tres pisos inferiores del edificio fueron reforzadas con una cubierta de concreto y refuerzo adicional.

El análisis dinámico de la estructura reforzada dió un mejor comportamiento con los ya mencionados sismos.

La aplicación de este criterio de reforzamiento al edificio hizo posible una solución simple y económica al mismo tiempo que los otros trabajos de construcción continuaban y se preservó en su totalidad el diseño arquitectónico y la completa estabilidad de todos los miembros.

En general, los daños producidos por sismo en una estructura completa pueden, después de ser identificados, repararse como daños en elementos aislados ya tratados anteriormente. Las fallas en estos pueden ser, a manera de resumen, las siguientes:

Ya se ha dicho que la colocación inadecuada de muros o el hecho de poner muros de relleno en forma arbitraria y ligados a la estructura puede inducir en ésta, torsiones elevadas que conducen a fallas de cortante por torsión en las columnas. Un edificio con elementos estructurales ubicados en forma simétrica, tendrá un comportamiento mucho mejor que otro cuyos elementos no lo estén o que tenga elementos no estructurales ligados a la estructura y que lógicamente inducirán torsiones. Otro motivo que presenta casos espectaculares de falla por torsión es el hecho de no respetar juntas de construcción con cuerpos de gran rigidez; la torsión se produce por la liga de cuerpos de distinta frecuencia natural de vibración.

Otra falla muy común, especialmente en edificios muy flexibles, es que se presenten fallas en las uniones viga-columna, producidas por los momentos excesivos a que se ven sometidos los nudos además de la transmisión de fuerzas de cortante de un piso a otro.

Las fallas en muros suelen ser por cortante o si son muy esbeltos, por flexión. Esto se debe, como ya se dijo, al momento de volteo que hace trabajar al muro como una viga en voladizo y son comunes en edificios altos en donde hay poca cantidad de muros.

En el caso de vigas, la falla más común que existe es la de tensión diagonal (cortante). Ya se ha dicho que al aumentar las cargas debido a los efectos sísmicos, la fuerza cortante puede originar esfuerzos principales que excedan la resistencia a tensión del concreto, produciéndose grietas inclinadas.

B. ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA.

2.10. GENERALIDADES.*

La mampostería es uno de los materiales de construcción más antiguos empleados por el hombre. Probablemente es por esta razón que la mampostería se asocia generalmente a procedimientos artesanales tanto en la fabricación de las piezas como en los procedimientos constructivos. Sin embargo, si bien aún se utilizan ampliamente mamposterías de piedra y adobe y de tabiques de barro o de concreto de baja resistencia, también desde hace muchos años se fabrican piezas de alta resistencia y buen control de calidad y con las cuales se han realizado obras de mampostería cada vez más atrevidas.

En México se fabrican comercialmente tabiques de barro extruido con resistencia de 400 Kg/cm² o superior y bloque de concreto en los que pueden lograrse resistencias sobre área bruta superiores a los 200 Kg/cm². Con semejantes materiales, en áreas de bajo riesgo sísmico como Suiza, Inglaterra y los países escandinavos se han construido muchos edificios de entre 15 y 20 pisos a base de muros de carga sin ningún refuerzo. En México, las construcciones a base de muros de carga de mampostería han sido muy populares en edificios de pocos pisos, principalmente con la modalidad de reforzar los muros con dadas y castillos. El límite usual en edificios ha sido de 5 a 6 pisos.

La ventaja principal del empleo de muros de carga es que el mismo elemento que sirve para subdividir los espacios y para dar aislamiento, tiene función

* Tomado de "Los muros de mampostería como elementos estructurales" por R. Meli y O. Hernández. Instituto de Ingeniería.

estructural. Otras ventajas son que el sistema constructivo no requiere de equipo elaborado y costoso y es intensivo en uso de mano de obra no muy especializada. Por estas ventajas, la construcción a base de muros de carga de mampostería resulta conveniente cuando el espacio arquitectónico está muy subdividido y la distribución de áreas y elementos de separación es regular tanto en planta como en elevación.

Las desventajas del empleo de muros de carga son la falta de flexibilidad en la subdivisión de los espacios que resulta de la imposibilidad de remover las paredes divisorias; la dificultad de ejercer un control de calidad estricto tanto en el material como en la construcción, y la baja resistencia en tensión y la fragilidad ante deformaciones en su plano que obligan al empleo de refuerzo y limitan su aplicación en zonas sísmicas.

Se estima que en países subdesarrollados, la mayoría de las viviendas existentes han sido construidas sin la intervención de profesionales, sin apearse a reglamentos de construcción, con materiales locales y con mano de obra principalmente constituida por los propios usuarios de la vivienda. Esta modalidad de construcción es característica del medio rural, pero es muy frecuente también en el medio urbano. Las viviendas así construidas no son necesariamente inadecuadas. Especialmente en el medio rural, las soluciones constructivas suelen ser muy apropiadas para las condiciones climáticas y para los patrones culturales locales; es muy frecuente, sin embargo, que las condiciones higiénicas sean inadecuadas, que la durabilidad sea escasa y que la seguridad ante fenómenos excepcionales, tales como sismos sea insuficiente.

Se sabe también que la mayor parte de los daños materiales y pérdidas de vidas humanas a raíz de temblores importantes se han debido al

colapso de construcciones de viviendas de uno ó dos pisos. Las razones principales de estos colapsos han sido: el empleo de materiales de baja resistencia, o cuya resistencia se deteriora rápidamente con el tiempo, el uso de procedimientos constructivos que no permiten una liga adecuada de los muros entre sí y la adopción de soluciones a base de muros muy altos con pocas separaciones interiores y con techos muy pesados o poco rígidos.

En muchos casos, la adopción de estas formas constructivas se debe a la falta de recursos económicos que hace que se puedan emplear sólo materiales que se pueden obtener prácticamente sin costo en el lugar, como el lodo, la piedra, la madera rolliza, etc., y solo permite adoptar procedimientos constructivos que puedan ser realizados directamente por los habitantes. Resulta muy difícil encontrar modificaciones a estos sistemas de manera que, sin que se requiera un costo adicional significativo y sin cambiar radicalmente las características de las viviendas, se obtenga una seguridad adecuada contra el efecto de sismos.

Sin embargo, se considera que este problema debe ser atacado con prioridad, ya que las viviendas de este tipo constituyen la mayoría de las construcciones de las pequeñas poblaciones y de las zonas rurales.

Cuando se trate de viviendas en las que se pueda invertir en materiales comerciales, como el ladrillo, el cemento y el acero, puede obtenerse una seguridad adecuada contra sismos, y a la vez condiciones de habitabilidad favorables, mediante el empleo de muros de mampostería, de piezas de barro o de bloque de concreto, reforzado en distintas formas para proporcionar una mayor resistencia y continuidad al conjunto. En

años recientes se ha incrementado notablemente el conocimiento del comportamiento sísmico de estos elementos estructurales y se han realizado estudios bastante extensos acerca de las propiedades mecánicas de la mampostería en general, lo cual ha permitido la elaboración de normas de diseño más racionales ya que tradicionalmente las recomendaciones para el diseño estructural de la mampostería han sido muy someras, basadas en especificaciones de tipo geométrico, en procedimientos muy burdos de revisión de esfuerzos y en el empleo de factores de seguridad muy altos.

2.11. ESTRUCTURAS DE ADOBE, COMPORTAMIENTO Y REPARACION,*

El adobe es el material más empleado para los muros en la vivienda rural en México y muchas otras partes del mundo. Las viviendas más comunes se caracterizan por un cuerpo principal de un solo piso, planta rectangular alargada de 30 a 50 m² de área, frecuentemente sin muros divisorios y muros de 3 a 3.5 m de altura con espesores de 40 a 60 cm, sin refuerzo.

Los sistemas de techo varían según el clima de la región. La solución más común, propia de climas cálidos o templados es a base de armaduras con teja de barro. En una variante, fig 21a, se colocan armaduras completas a separaciones de 80 a 100 cm sobre las que se sujetan "listones" de madera que soportan las tejas. En otra variante, fig 21b, una viga robusta longitudinal descansa sobre los muros cabeceros y en los tercios del claro se apoya en vigas transversales; elementos generalmente de madera rolliza, se apoyan en los muros y en la viga longitudinal y reciben los listones de madera y las tejas. En climas muy cálidos se coloca un tapanco de madera para tener un mejor aislamiento. Los techos son generalmente de dos aguas con pendientes entre 25 y 50%; techos de un agua o de cuatro son menos frecuentes.

En regiones de climas más extremos y de escasa precipitación pluvial se emplea el terrado (fig 21c) en el que el techo está formado por vigas de madera separadas aproximadamente 50 cm, sobre las cuales se colocan tablas de madera que soportan un relleno de tierra de 30 a 50 cm de espesor. El techo se termina con una capa de mortero, generalmente de cal. Estos techos son de un agua con pendientes inferiores a 10%.

* Tomado de "Refuerzo de Vivienda de Adobe en zonas sísmicas" ^{era} parte, Instituto de Ingeniería, Diciembre de 1977.

Frecuentemente, tanto el adobe de los muros como la madera de los techos se encuentran deteriorados por intemperización.

Lo anterior permite definir como vivienda típica la que se muestra en la figura 21b, en la que hay dos variantes en cuanto a peso de techo, el ligero de 60 Kg/m^2 , representativo del techo de teja y el pesado con 500 Kg/m^2 representativo del terrado. En ningún caso el techo forma diafragma.

La vivienda típica se caracteriza por la escasa densidad de muros, por la apreciable altura y longitud sin refuerzo de los mismos y por la escasa restricción que el techo proporciona a los extremos superiores de los muros. Todo ello hace que el comportamiento esté regido por la flexión de los muros en dirección normal a su plano.

En la fig. 22, se muestra el modo fundamental de vibración. Se aprecia que las vibraciones inducen momentos flexionantes críticos en las esquinas superiores de los muros, los cuales se agrietan progresivamente hacia abajo, de manera que el muro frontal comienza a vibrar como en voladizo, ocurriendo el volteamiento cuando la altura agrietada del muro es suficiente, para que la resultante de fuerzas caiga fuera de la sección del muro. El volteamiento ocurre casi siempre hacia afuera, ayudado por el coceo del techo. Este modo de falla es el que se ha observado con mayor frecuencia a raíz de sismos.

En viviendas en las que la longitud no soportada de muros es pequeña o en que los techos proporcionan restricción a la flexión, o en las de más de un piso, la falla suele ocurrir por cortante a través de grietas diagonales. Este modo de falla es propiciado con frecuencia por la existencia de aberturas importantes en los muros.

Se han observado indicios que el colapso se ha iniciado en ocasiones por la caída del techo, ya sea por fallas locales en las conexiones o en la madera misma por encontrarse muy deteriorada, o por deslizamiento de los elementos del techo sobre los muros a los que están fijados en forma muy precaria. Una falla parcial, que ocurre con frecuencia aún para sismos de moderada intensidad, es la caída de tejas que se deslizan por efecto de las aceleraciones verticales y horizontales y caen a veces dentro de la misma vivienda.

Son diversas las soluciones que se han propuesto en la literatura para reforzar las viviendas de adobe. Como recomendaciones generales para mejorar el comportamiento sísmico de estas construcciones, se pueden mencionar:

1. Debe hacerse una selección cuidadosa de los suelos con que se fabrica el adobe y su mejoramiento con fibras o con aditivos estabilizadores.
2. Debe optarse por la reducción de la altura de los muros al mínimo admisible para la habitabilidad de la vivienda.
3. Debe hacerse la subdivisión de la misma en espacios pequeños por medio de muros ligados entre sí con el mejor cuatrapeo posible de las piezas.
4. Deben evitarse techos muy pesados y el estructurar éstos para que tengan rigidez en su plano.

Si se siguieran las recomendaciones anteriores, se aliviarían algunos inconvenientes como son: La escasa resistencia en tensión del adobe

y la poca adherencia que se logra en las juntas con los morteros de todo. Sabemos que aún con adobes de buena calidad, no puede lograrse una buena liga entre los muros transversales; ésto aunado al gran peso de los muros y generalmente de los techos, hace que estos muros fallen comúnmente por el efecto de fuerzas normales a su plano, ya sea por volteamiento o por fallas locales debidas a los empujes de los elementos de techo. En muchas ocasiones las fallas de estas construcciones han sido agravadas porque el adobe se encontraba muy debilitado por efecto del intemperismo. Por consecuencia, una mejora sustancial en el comportamiento sísmico sólo puede obtenerse por medio de algún refuerzo en el adobe, que produzca una liga adecuada entre los elementos y proporcione cierto confinamiento y ductilidad a los muros. Las formas en que puede lograrse ésto, son las siguientes:

1. Con una viga de concreto como se muestra en la fig 23a; se logra una liga adecuada de esta viga de concreto con el adobe y con el techo con sencillos detalles constructivos (ref. 9).
2. Otra opción es el empleo de una viga de alma abierta de madera (ref 10) como se muestra en la fig 23b.
3. Una forma muy sencilla de ligar los muros es a través de barras de acero tensadas (fig 23c); este procedimiento ha sido usado para reforzar viviendas de mampostería de piedra dañadas a raíz del temblor de Skopje (1963) y los del Friuli (1975).
4. Un procedimiento que tiende a lograr refuerzo, rigidización y liga de los muros, así como su protección de la intemperie es el que se muestra en la fig 23e, y que consiste (ref. 11) en colocar un recubrimiento de mortero de cemento sobre una malla de acero de

refuerzo cuidadosamente al muro por ambas caras, formando un elemento compuesto de adobe y concreto reforzado. En otro, se colocan elementos de concreto verticales que junto con la viga corona, confinan al adobe (fig. 23d).

Solamente se tiene evidencia experimental de los sistemas de refuerzo 1, 3 y 4; en los que se ha obtenido una mejoría sustancial de la resistencia.

Estos criterios de refuerzo también pueden aplicarse a construcciones de mampostería o bloque de concreto sin refuerzo.

2.12. ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA CON PIEDRAS ARTIFICIALES, COMPORTAMIENTO Y REPARACION.*

Existen diferentes modalidades de los muros de mampostería, desde la mampostería no reforzada que obviamente no presenta ninguna oposición a las fuerzas laterales provocadas por sismo, hasta las modalidades más conocidas de la mampostería: los muros con mampostería confinada y los muros de mampostería con refuerzo interior.

Las construcciones de tabique y bloque sin refuerzo han tenido un comportamiento muy deficiente ante el efecto de sismos o de movimientos de las cimentaciones; adolecen de dos defectos muy graves: la liga que se logra entre muros transversales por el simple cuatrapeo de las piezas no es suficiente en muchos casos, para impedir el volteamiento de los muros ante empujes en su plano, y la falla de confinamiento y refuerzo hace que pueda ocurrir una falla muy frágil por el efecto de las cargas en el plano del muro. Su comportamiento sísmico es en todos casos similar al de las construcciones de adobe así como sus criterios de refuerzo.

El comportamiento sísmico observado de construcciones cuyos muros están confinados con dalas y castillos ha sido definitivamente mejor que el de la mampostería no reforzada. Al estar rodeados por un elemento perimetral de concreto, los muros tienen una capacidad de deformación mucho mayor y no fallan bruscamente al agrietarse. Los castillos y dalas permiten realizar además una liga eficaz de los muros entre sí y con los sistemas de piso.

* Tomado de "Recomendaciones sobre el empleo de mampostería en construcciones para vivienda en zonas sísmicas" por R. Meli y O. Hernández Revista Ingeniería Sísmica No. 14, Ene. 1976.

Hay que hacer notar que, si con este sistema se reduce mucho la probabilidad de un colapso de la construcción y de daños mayores, no se evita la posibilidad de agrietamientos diagonales en los muros, ya que la resistencia en tensión diagonal de la mampostería no se incrementa apreciablemente por la presencia de las dalas y castillos.

Para la mampostería con refuerzo interior, tanto la experiencia del comportamiento sísmico observado como los ensayos de laboratorio indican que si se coloca únicamente refuerzo vertical muy espaciado y no se proporciona refuerzo horizontal, el comportamiento sísmico es muy deficiente debido a la falla local de las piezas huecas.

En algunos países como Estados Unidos y Nueva Zelanda, la mampostería con refuerzo interior es bastante popular como sistema constructivo; sin embargo, es usual que se llenen completamente los huecos de las piezas con un mortero muy fluido y con abundante refuerzo vertical y horizontal. Con este sistema, en mampostería de bloques de concreto, se obtiene prácticamente un muro monolítico, ya que el concreto colado en los huecos se adhiere perfectamente al bloque; en piezas de barro, la eficacia del procedimiento es menor porque el concreto del colado, al contraerse por fraguado, se separa del tabique; el empleo de aditivos estabilizadores puede evitar este problema.

La ref. 12, nos dice que se realizó un estudio para tratar de obtener procedimientos económicos y mejorar el comportamiento sísmico de la mampostería de piezas huecas con refuerzo interior (ver ref. 12).

Se estudiaron diversas distribuciones de refuerzo que permitieran mantener la capacidad de carga del muro después del agrietamiento sin que ésta se viera disminuida por repeticiones de carga alternadas.

Se encontró que la adición de barras de refuerzo de pequeño diámetro (4 mm) y de alta resistencia ($6\ 000\ \text{Kg/cm}^2$) en las juntas horizontales, aumenta ligeramente la resistencia, restringe la propagación del agrietamiento del muro y reduce el deterioro ante la repetición de cargas. Este refuerzo puede colocarse también en muros de piezas macizas con castillos, produciendo una distribución más uniforme de los esfuerzos cortantes en toda la longitud del muro y evitando las altas concentraciones de esfuerzos que se producen en los extremos de los castillos cuando el muro se agrieta diagonalmente. Cuando no se coloca este refuerzo en las juntas, resulta muy conveniente que los castillos cuenten con refuerzo especial en sus extremos para evitar su falla por cortante después de que el muro se ha agrietado diagonalmente. Y se sugieren procedimientos para determinar las cantidades de refuerzo necesario en las juntas y en los castillos.

Existen otros procedimientos alternativos de refuerzo y construcción en muros de mampostería cuyo comportamiento sísmico y su posterior reforzamiento difieren marcadamente de los procedimientos tradicionales ya mencionados: mampostería con junta seca y con refuerzo en las caras exteriores, mampostería postensada, etc.

La mampostería con junta seca consiste en colocar las piezas sin mortero en las juntas ligándolas con el muro con piezas machimbradas que producen un anclaje mecánico. Su principal ventaja es la rapidez de construcción. Aunque no hay evidencia experimental del comportamiento de las piezas machimbradas, se hace necesario, para producir tal trabazón, que los muros estén confinados por dadas y castillos lo cual elimina en parte

las ventajas de la rapidez de construcción. Se requiere que las piezas tengan buena estabilidad volumétrica y dimensiones muy uniformes para que el muro se pueda construir a plomo y a nivel sin ayuda de las juntas de mortero que absorben las diferencias geométricas. Como las piezas huecas machimbradas permiten la colocación de refuerzo en los huecos verticales y ésto aunado a la trabazón mecánica de las piezas, hace que se consiga un buen sistema constructivo muy conveniente en zonas sísmicas.

Un mortero a base de cemento y fibra de vidrio, introducido comercialmente hace poco, proporciona alta adhesividad; éste, colocado como aplanado en muros de junta seca, les proporciona una alta resistencia en tensión. Si se coloca algún refuerzo interior en los huecos extremos para proporcionar liga entre los muros y para mejorar la ductilidad, se considera que este procedimiento da lugar a una seguridad aceptable contra sismo en construcciones de uno ó dos niveles. Otra aplicación muy conveniente para este material es en la reparación de muros agrietados, en los cuales restaura la rigidez y resistencia originales.

Otro procedimiento que ha sido ampliamente usado y que resulta muy eficiente es el de reforzar los muros con una malla de acero (electrosoldada o tela de gallinero) anclada perfectamente al muro y recubierta por un aplanado de mortero de cemento. Este procedimiento se ha ampliado esencialmente para refuerzo de muros agrietados y su eficiencia radica en incrementar la resistencia de los muros a cargas laterales.

Como ya se ha visto, la capacidad de carga de muros de mampostería está limitada por su baja resistencia a esfuerzos de tensión producidos por tensión o fuerzas cortantes. La mampostería postensada introduce

La técnica de postensado mediante la cual se puede mejorar sustancialmente la resistencia a estos efectos. Aunque el postensado reduce la capacidad útil de los muros a carga axial, ésta rara vez es crítica en zonas sísmicas y normalmente son mucho más importantes las ventajas que el presfuerzo proporciona: se evita el agrietamiento por flexión en muros esbeltos, se aumenta la rigidez y la resistencia en flexión de los muros, se incrementa la resistencia a fuerzas cortantes porque se reducen los esfuerzos en tensión diagonal y se logra una distribución de carga más uniforme en la cimentación. El postensado ha sido poco usado hasta la fecha, principalmente por el desconocimiento de las pérdidas de presfuerzo que se pueden tener y por las dificultades del proceso constructivo.

Algunos ensayos (ref. 13) han demostrado que las pérdidas de presfuerzo son del mismo orden de las que se obtienen en estructuras de concreto (entre 10 y 20%) y son menores en piezas de barro que en bloques de concreto; en cuanto al procedimiento de presfuerzo, se encontró que el sistema RAMZA, para postensar los cables, resulta eficiente debido a que éstos pueden tensarse en etapas de acuerdo con el proceso constructivo reduciendo o eliminando las pérdidas de presfuerzo.

2.12.1. RECOMENDACIONES GENERALES PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA.*

Las recomendaciones siguientes se refieren a la estructuración de las construcciones, a los materiales y al refuerzo, a los detalles y procedimientos constructivos.

Debe proporcionarse un sistema resistente en dos direcciones ortogonales; este requisito obvio no siempre se cumple, especialmente en

* Tomado de "Recomendaciones sobre el empleo de mampostería para vivienda en zonas sísmicas", Por R. Meli y O. Hernández, Rev. Ingeniería Sísmica No. 14. Enero 1976.

casas-habitación es frecuente que los elementos resistentes estén alineados en una dirección y que en la normal a ella exista un número muy reducido de muros con grandes aberturas para puertas y ventanas. En cada dirección deberá proveerse una densidad adecuada de elementos para resistir las fuerzas sísmicas.

La distribución de elementos resistentes debe ser aproximadamente simétrica para evitar problemas de torsiones en planta que aumenten las fuerzas laterales en los muros; éstos deben cuidarse especialmente en las construcciones de varios niveles.

Los sistemas de techo y entrepiso deben ser capaces de transmitir las fuerzas laterales a los elementos que tengan resistencia en la dirección de la acción sísmica. Esta condición no se cumple en techos de vigas o armaduras no contraventeadas en su plano, los cuales empujan directamente sobre los muros transversales y provocan fuerzas perpendiculares importantes a los planos de dichos muros, causando frecuentemente su falla por volteamiento. El contravolteo del techo, la colocación de una dala de remate perimetral, la liga entre muros transversales y el anclaje de los muros en su cimentación son factores que eliminan este problema.

La falla por efecto del sismo actuando sobre la masa misma del muro en dirección normal a su plano, ocurre con frecuencia en bardas y muros cerrados no restringidos en su extremo superior. Es importante, por lo tanto, proporcionar un anclaje apropiado a la cimentación y elementos verticales resistentes. En muros apoyados en sus cuatro extremos, la falla por empuje normal al plano es poco frecuente, pero puede presentarse si se emplean morteros muy pobres (por ejemplo, los morteros a base de lodo para pegar adobes) o si se llenan parcialmente las juntas (como es usual en algunos lugares para bloques de concreto).

La presencia de aberturas en los muros provoca concentraciones de esfuerzos que favorecen la formación de las grietas diagonales. Es conveniente que exista un refuerzo continuo en la periferia de los huecos.

Debe evitarse el empleo de piezas con altos porcentajes de huecos y paredes delgadas porque ésto propicia fallas frágiles y deterioros graves y muy rápidos.

C. ESTRUCTURAS DE ACERO.

2.13 GENERALIDADES

Se ha observado que las estructuras de acero tienen un excelente comportamiento en caso de sismos de gran intensidad; por ejemplo, en los sismos de Anchorage y San Francisco, los edificios con estructuraciones a base de acero resultaron los menos dañados.

A pesar de que no se tienen problemas graves de fallas, se discutirán algunas ideas que ayudarán a que estas estructuras presenten aún un mejor comportamiento.

El estudio de estas estructuras de acero involucra el análisis del comportamiento de los tres elementos estructurales considerados básicos: las conexiones viga-columna, las vigas y marcos en flexión y las columnas en flexocompresión.

2.14 CONEXIONES VIGA-COLUMNA

El tipo de uniones viga-columna que más se ha estudiado y sobre el cual se tiene más información es en la que se conecta el alma y los patines mediante ángulos, generalmente de 3/8" de espesor. Estas uniones tienen gran ductilidad pero no son muy rígidas, y se les considera generalmente como uniones articuladas, en grandes deformaciones pueden presentar un sorprendente valor de su momento resistente y en condiciones de trabajo bajo sismo, es obvio que estas conexiones deben estar cargadas en el rango plástico.

Rathbun (1936) llevó a cabo y describió algunas series de pruebas de uniones con pasadores y sin ellos. Desafortunadamente, ya que las pruebas fueron realizadas para estudiar las propiedades elásticas de las juntas, no fueron tomadas lecturas de deformaciones para esfuerzos altos. De la información obtenida sobre rotaciones de las juntas y del momento resistente último, puede asumirse que pueden absorber grandes rotaciones antes de la carga última. El desplazamiento causado por rotaciones de la junta misma no incluye las deformaciones por pandeo en columnas o vigas. Es posible que sea debido a la habilidad de este tipo de unión para sostener carga y deformarse sin colapso que las estructuras de acero tengan reputación de trabajar bien durante los temblores.

Ya que los requerimientos de las normas de edificios que rigen las fuerzas laterales son cada vez más severos y los edificios en las zonas sísmicas son cada vez más altos, fue necesario usar conexiones capaces de soportar momentos más fuertes y que pudieran diseñarse con:

- a) Ángulos como conexiones en la base y secciones T para agarrar los patines superior e inferior de la trabe.
- b) Elementos soldados.

La fig. 24 muestra una conexión representativa del primer tipo. Este tipo de conexiones tienen una gran resistencia y ductilidad cuando se diseña apropiadamente.

Young y Jackson (ref 14) llevaron a cabo una serie de pruebas destinadas a comparar la rigidez obtenida en uniones soldadas o con remaches. Los tipos de uniones soldadas ensayadas en ese reporte no son los usuales para grandes fuerzas laterales. La fig 24 muestra una unión típica, usando una trabe principal 18 WF 47 unida a una columna 12 WF 110. La información proporcionada por el reporte de la prueba omite las deformaciones de la junta para cargas últimas, pero observando las curvas de la fig 25, es obvio que las uniones poseen gran ductilidad. Las pruebas son interesantes también porque se encuentran entre las primeras en reconocer la importancia de la alternación de cargas.

Uno de los problemas en el comportamiento de las placas T de unión para las estructuras remachadas es el concerniente a la acción de "palanca" con el perno en tensión como se comenta en el reporte. Una solución a este problema se ejemplifica en el diseño de la estructura del Edificio Internacional de San Francisco, donde las distancias a los bordes de los pernos de tensión se redujeron al mínimo posible, eliminando la acción de "palanca" y logrando que los patines de la T se flexionaran como simples vigas en voladizo.

Hay varios puntos que considerar en el diseño de conexiones de acero, especialmente tomando en cuenta las acciones internas de la junta.

Considérese la junta resistente a momento mostrada en la fig 26a. Las secciones T están proporcionadas para desarrollar al máximo la capacidad a momento de la viga. El alma de la sección T que conecta los patines

de la viga a la columna debe tener bastante área neta y un número suficiente de remaches actuando en cortante para desarrollar el esfuerzo de tensión del patín. Este esfuerzo de tensión es entonces transferido a través del patín de la T en flexión y de los remaches en tensión hasta la columna. Considerando el patín de la T y los remaches en tensión, hay dos condiciones alternadas de diseño como se indica en los cortes A de las figs 26b y c. La condición más general (fig. 26 b) ha sido muy usada desde hace mucho tiempo ya que las secciones T de sujeción tradicionalmente se han cortado de secciones laminadas. Como existe un número limitado de secciones disponibles, el espesor de los patines de la T no es muy grande y consecuentemente debe suponerse un punto de inflexión (P.I.) entre los remaches en tensión y el alma de la T.

Si se toma una vista en planta (fig. 26d) de la columna, puede apreciarse la aparición de fuerzas adicionales que se introducen si el patín de la columna tiende a flexionarse. Anteriormente, estas fuerzas fueron con frecuencia pasadas por alto. Sin embargo, con fuerzas grandes asociadas con los esfuerzos sísmicos en edificios de varios pisos y la necesidad general de proporcionar conexiones de momento en la dirección opuesta (vigas conectadas al alma de la columna), se requerirán atiesadores que reduzcan la flexión del patín de la columna a niveles aceptables. Podría mencionarse que aún cuando la construcción a base de acero soldado puede eliminar el uso de este tipo de conexiones viga-columna, en muchos casos es todavía comúnmente utilizada especialmente donde se deban usar columnas cubiertas con una placa a causa de fuerzas muy grandes.

En las figs. 27a y b se muestran dos condiciones de carga que el diseñador frecuentemente pasa por alto. En la fig. 27a se muestra la condición de cortante en el alma de la columna entre los patines de la viga. Haciendo caso omiso de si ésta es una junta soldada o remachada, las placas de atiezamiento tienen tensión en un lado y compresión en el otro (considerando

solamente las porciones de carga lateral de los momentos de la viga) de tal manera que el cortante en la soldadura del alma de la columna viene a ser el doble del esfuerzo en el patín de la viga. Similarmente, la fuerza cortante en el alma de la columna es aproximadamente el doble del esfuerzo del patín de la viga.

En la fig 27b se muestra cuando la columna se flexiona en la dirección débil. En este caso, sólo las soldaduras en los patines de la columna son del todo efectivas y nuevamente la soldadura de los patines debe tomar dos veces el esfuerzo de los patines de la viga.

2.15 VIGAS EN FLEXION.

Uno de los factores que más influye en el comportamiento de una estructura a base de marcos de acero, es la capacidad a flexión de las vigas y las trabes. En acero, la falla es usualmente por inestabilidad lateral o local; con el fin de que el elemento se comporte satisfactoriamente durante un sismo importante, la curva momento-rotación debe desarrollar un largo tramo acostado. La falla última no debe ser causada por pandeo lateral sino por pandeo local. Una relación típica entre momento y curvatura se muestra en la fig. 28. Con el fin de tener un comportamiento dúctil, las proporciones de la viga deben ser tales que pueda desarrollarse un tramo de fluencia como el mostrado con línea continua, más que una caída como la mostrada con la línea intermitente.

Las primeras consideraciones al evaluar la ductilidad en flexión son las proporciones de la sección transversal de la viga. Debido a que el pandeo local generalmente lleva a la carga última de falla, las proporciones de la sección, mostradas en la fig. 29, deben ser tales que el pandeo local ocurrirá sólo para grandes deformaciones. Afortunadamente, conforme al desarrollo del diseño plástico en acero, mucha investigación se ha dedicado a la fase del problema y se ha encontrado que la mayoría de los elementos laminados presentan un comportamiento satisfactorio. Con el fin de desarrollar una adecuada ductilidad, b/t debe ser menor que 17 y d/w debe ser menor que 70, si hablamos de acero A-7; en los diferentes reglamentos se presentan diversas especificaciones que tienen como objetivo reducir a un mínimo la probabilidad de pandeo local para distintos tipos de acero.

El pandeo lateral de una viga bajo condiciones sísmicas depende de varios factores tales como: la forma del diagrama de momentos flexionantes, la restricción de los patines en los extremos, detalle de conexión, espaciamiento del atieزامiento lateral, rigidez del atieزامiento lateral y la conexión de vigas de piso intermedias.

No todos los puntos anteriores han sido ensayados pero se pueden hacer comparaciones con ensayos que hayan sido ejecutados en condiciones similares.

En el diseño plástico de marcos de acero, el espaciamiento de las vigas de atieزامiento lateral forma uno de los primeros parámetros al evaluar las tendencias al pandeo de miembros en flexión. Con este objeto, se llevaron a cabo pruebas en Lehigh University por Lee y Galambos.

Se encontró que cuando la sección crítica está sujeta a un momento uniforme y con la sección central crítica restringida lateralmente, la relación de longitud crítica L a radio de giro alrededor del eje débil r_y con valor de 45° o menos, dió ϕ/ϕ y de 10 o más. Obsérvese a partir de la fig. 30 que el patín en tensión no está restringido y el patín en compresión lo está sólo por un apoyo de cuchillas y la rigidez del claro adyacente.

Por otra parte, para cargas sísmicas el diagrama de momento no es uniforme, como se supuso en las pruebas, sino que varía en forma triangular desde un máximo en la columna a un mínimo en la parte media. Los estudios de Lee, Ferrara y Galambos (Ref. 14) confirmaron que es razonable esperar que haya menos tendencia al pandeo si varía el momento que con un momento máximo uniforme.

El valor de la restricción también afectaría la tendencia al pandeo. En los ensayos, la restricción para la sección central crítica está proporcionada solamente por la rigidez lateral de la porción adyacente. En la carga sísmica, la restricción en el punto de carga máxima (en las conexiones de columnas) está dada por la rigidez de la columna en torsión más las otras vigas que converjan en la columna.

El tipo de detalle de conexión en la columna también afectaría la tendencia al pandeo. Si se usan placas para conectar el patín de la viga a la columna, las placas proporcionarían rigidez lateral adicional y también reforzarían los patines contra pandeo local.

En la fig 31 se muestran varios métodos que buscan ligar las vigas laterales a la viga principal. Se encontró que la tendencia al pandeo dependía sólo ligeramente de la rigidez de las vigas laterales. Todos los ensayos fueron llevados a cabo con una relación $L/ry = 40$ y todas las conexiones se hicieron al patín de compresión solamente. Se encontró que era más importante sostener la viga en posición pero que no era necesario tratar de prevenir la rotación. Estas pruebas indicaron lo siguiente:

- 1º El pandeo lateral comenzó aproximadamente después de alcanzar tres veces la rotación a la fluencia (varió en pruebas individuales desde 1.5 a 5.3) pero la sección no disminuyó su capacidad de carga cuando ocurrió el pandeo.
- 2º Por lo general, el pandeo local empezó aproximadamente después de 8 a 12 veces la rotación a la fluencia, con un promedio de 11.5. Cada prueba exhibió al menos 10 veces la rotación a la fluencia antes de que ocurrieran descargas serias. En la fig. 32 se muestra una curva típica.

3º El comienzo del pandeo local varió según las pruebas pero generalmente ocurrió cuando la deformación en el patín a compresión llegó a ser de 12 a 23 veces la deformación en el límite elástico.

Las pruebas fueron llevadas a cabo en las más severas condiciones: el patín en tensión completamente sin atezamiento y el patín en compresión restringido solamente por un apoyo de cuchillas o por conexiones no continuas como se muestra en la fig. 31.

Considerando todas las condiciones, sería más razonable esperar que hubiera menos tendencia al pandeo en los edificios reales que en los ensayos realizados.

2.16 COLUMNAS.

En el curso de los últimos años se han llevado a cabo muchos trabajos de investigación en columnas, aunque principalmente sobre el comportamiento bajo cargas axiales, con poca o ninguna excentricidad y sólo para determinar las fórmulas básicas en columnas. Sólo recientemente se han desarrollado trabajos en vigas y columnas en los que se han aplicado al mismo tiempo momentos flexionantes y cargas axiales.

Estos trabajos buscaban desarrollar criterios para diseño plástico en acero pero no extensibles a los rangos de combinaciones de cargas usuales en caso de sismo.

En edificios de varios pisos, el rango general de cargas usado en columnas está dentro de un estrecho margen y muchos de estos ensayos están fuera de este rango como para proporcionar información utilizable. Por ejemplo, muchos ensayos fueron probados en el rango de cargas axiales ligeras, o sea del 10 al 12% del esfuerzo de fluencia, lo que es bastante menor que las cargas encontradas en la práctica. Otros ensayos realizados bajo cargas axiales altas (50-65% del esfuerzo de fluencia) son también mayores que los esfuerzos mencionados en los edificios o especificaciones normales, o son más grandes que los usados en una estructura bajo altas cargas laterales que causan considerables momentos de flexión en las columnas. Otras muchas pruebas tenían una relación L/r un tanto grande (de 90 a 100 o más) lo cual corresponde a columnas mucho más esbeltas que las que usualmente encontramos en los edificios. Finalmente, la mayoría de las pruebas fueron detenidas cuando las columnas se pandearon bajo la suposición errónea de que el pandeo es sinónimo de falla.

Actualmente, la mayoría de las columnas de acero que se usan tienen una resistencia considerable en el rango después del pandeo, soportando cargas más grandes que las de diseño para deformaciones muy grandes.

En el diseño sísmico, la resistencia en la etapa postpandeo es un factor importante en la resistencia de la estructura y así debe considerarse al establecer las cargas de diseño, los esfuerzos asignados y en general, el criterio de diseño.

Galambos y Lay (ref. 14) desarrollaron grandes trabajos de investigación en Lehigh University sobre columnas combinando carga axial con momentos flexionantes sólo en un plano; considerando los diferentes parámetros conocidos hasta ahora que afectan la resistencia, la ductilidad o el comportamiento postelástico de las secciones de una columna de acero; los parámetros que consideraron más importantes fueron los siguientes:

- 1° La sección transversal con sus propiedades: el área, el momento de inercia alrededor de cada eje, el módulo de la sección, el radio de giro, etc.
- 2° Se supuso un parámetro que se definió como la relación entre el momento máximo aplicado M y el momento a la fluencia M_y de la sección, considerando flexión pura sin carga axial.
- 3° Se definió la relación L/r , donde L es la longitud de la columna y r el radio de giro.
- 4° La relación entre la carga axial aplicada P y la carga axial en el punto de fluencia P_y en una columna corta guarda estrecha relación con el momento aplicado M sobre la columna considerada.

- 5° El signo y proporción del momento de flexión aplicado en cada extremo de la columna debe considerarse como se ilustra en la fig. 33. Un momento aplicado a sólo un extremo de una columna articulada nos define el caso $\beta = 0$. Momentos iguales opuestos en cada extremo de la columna (momentos resultantes en una curvatura simple sin un punto de inflexión) nos define $\beta = +1$. Momentos iguales que tienen la misma dirección de rotación y que causan una curva en S con un punto de inflexión en el centro nos definen $\beta = -1$.
- 6° Las relaciones D/W y b/t como en el caso de vigas, determinan la posibilidad de ocurrencia de pandeo local. En los pisos bajos de edificios altos, es improbable que el pandeo local sea de importancia.
- 7° Finalmente, las propiedades torsionales de la sección en relación con otros parámetros determinarán la falla torsional. Esto sólo se ha investigado parcialmente y los métodos propuestos no son aconsejables.

En la fig. 34 se muestra el efecto de la relación de la carga P y la carga en la fluencia P_y para la gráfica momento-curvatura para el caso de $\beta = 0$ y $L/r = 60$ e ignorando los efectos torsionales y el pandeo local. Nótese que las columnas cargadas levemente tienen grandes ramas en la gráfica lo que indica la alta ductilidad, al contrario de las cargadas fuertemente que tienen ramas cortas que indican una pérdida de resistencia repentina y baja ductilidad. Para construcciones de varios pisos sujetas a sismos la zona de mayor interés están el rango $P/P_y = 0.20$ a $P/P_y = 0.35$. Las columnas con relación P/P_y pequeña y $\beta = 0$ o $\beta = -1$ son las más afectadas por el pandeo local y los efectos torsionales.

La fig. 35 muestra el efecto de la restricción del extremo. La condición $\beta = 0$ da una rama moderadamente acostada mientras que para $\beta = +1$ se tiene la rama más corta pero afortunadamente en el diseño sísmico ésta no es la condición usual. La condición que va desde $\beta = 0$ a $\beta = +1$ ha sido la más investigada ya que es la de mayor importancia en el comportamiento plástico de marcos de acero. Las cargas sísmicas generalmente producen condiciones de curvatura en S que dan la rama más larga y consecuentemente la más alta capacidad de rotación.

El pandeo local y los efectos de torsión reducen la resistencia de la columna como se indica en la fig. 37.

En la fig. 36, Galambos y Lay definieron la constante de rotación R_c como la diferencia de la rotación correspondiente a la capacidad final de la columna ($0.95 M$) y la rotación elástica para el mismo momento dividida entre esta última cantidad. También puede verse que la capacidad de la columna hacia el final ($0.95 M$) es todavía mucho más grande que la capacidad de diseño de la columna. En las secciones en que ocurre pandeo local, la forma y el valor de la curva momento-rotación permanece igual que para secciones compactas arriba del punto donde el patín se pandea localmente, como se muestra en las figs. 35 y 36. Puede decirse que el pandeo local en un punto de la curva momento-rotación, acortando la rama horizontal en algunos casos. Las limitaciones debidas a torsión son similares pero son mucho más complicadas.

Las figuras anteriores han mostrado la actual capacidad de rotación-momento en términos de la rotación absoluta θ en radianes. Si se agregan otros parámetros, se vuelve más conveniente observar los diferentes efectos de la capacidad de rotación R_c , en relación con ésto, debemos

respetar el valor de R_c definido por la fig. 36. El punto ϕ_e es probablemente más alto que la rotación a la fluencia ya que está localizado al 95% del momento máximo. El punto ϕ_p es menor que la capacidad utilizable de la columna, como se estableció antes, ya que también está basado sobre el valor de M al 95%. Sin embargo, hasta hoy, ésta es la mejor información disponible.

La fig. 38 muestra las relaciones de carga y la capacidad de rotación para $\beta = 0$. En la parte derecha inferior de la línea punteada se encuentra el área denominada "zona de pandeo local". Aquellas columnas con secciones compactas probablemente seguirían las curvas mostradas. Aquellas columnas de patines delgados y alma sujeta a pandeo local mostrarían undecaimiento a partir de esas curvas. La parte superior derecha de la línea punteada se designa "zona de pandeo torsional lateral". Nótese que es en esta zona donde la relación P/P_y es mayor que la encontrada en edificios altos y donde las relaciones L/r de las columnas son generalmente más altas que en la práctica.

La fig. 39 es similar a la anterior pero para la condición de curvatura simple donde $\beta = +1$. Las capacidades de rotación de momento son sustancialmente menores que los encontrados en la fig. 38, donde $\beta = 0$. Para $\beta = -1$ no se tienen datos.

Los estudios teóricos sobre el efecto de torsión han sido hechos por Galambos y Lay en base al comportamiento de un espécimen 8 WF 31 que no es una sección compacta y tiene una relación b/t alta. El comportamiento se ilustra en la fig. 40 para la condición $\beta = 0$ y en la fig. 41 para la condición $\beta = +1$. De nuevo no hay datos confiables para la condición $\beta = -1$.

La fig. 40 indica que en el rango de interés para los edificios sujetos a cargas sísmicas, los factores R_c pueden andar de 3 a 5 aún para el caso donde $\beta = 0$. Para relaciones L/r y P/Py altas o se tenga una flexión de curvatura simple ($\beta > 0$), se debe proceder con cuidado y considerar menores ductilidad en esa porción de la estructura.

También se sabe que para la mayoría de las estructuras de varios pisos que en los dos o tres inferiores, las columnas de los edificios son mucho más fuertes y rígidos que las vigas y las trabes; las articulaciones probablemente no ocurrirán en las columnas y la ductilidad podría ser menor que lo esperado. Los más recientes estudios bajo cargas dinámicas indican que las articulaciones ocurrirán en las vigas y en las trabes más que en las columnas, especialmente en las partes bajas de la estructura.

2.17 RESUMEN,

Con el fin de llegar a una base para el diseño de estructuras de acero resistentes a sismo, la profesión ingenieril está forzada a adoptar una de las dos aproximaciones siguientes o alguna combinación de ellas:

- 1a. Suponer que hay un movimiento del suelo y proceder a hacer un análisis dinámico de la estructura, usando los conocimientos de ingeniería para asignar las cargas a los elementos resistentes que nos lleven al dimensionamiento de los elementos y sus conexiones capaces de resistir estas cargas. Esto puede hacerse con un criterio elástico o con un criterio elasto-plástico.

Este método presenta ciertas dificultades como las siguientes:

- a) No se tiene una relación de los movimientos de suelo durante un sismo de gran magnitud que haya ocurrido sobre el tipo de material de cimentación en que se localizará nuestra estructura de acero.
- b) Mientras mucha investigación se ha llevado a cabo sobre la respuesta y los diferentes parámetros que gobiernan esta respuesta, todo ha estado basado en simplificar al extremo todos los elementos. Ha habido poco o nulo trabajo sobre modelos, ya sean físicos o matemáticos, que reproduzcan un edificio actual en el que se incluyan sus movimientos torsionales, su variación en la rigidez o en las cargas dependiendo de su altura, sus elementos discontinuos u muchos otros factores prácticos actuales.
- c) Aún no se ha realizado ningún trabajo sobre las rigideces relativas de elementos diferentes bajo diferentes condiciones dinámicas de cargas.

- d) Hay grandes huecos en nuestro conocimiento por lo que respecta al comportamiento físico de los elementos estructurales bajo cargas sísmicas.
- 2a. Basar los diseños de estructuras de acero actuales en el comportamiento de estructuras similares en el pasado; por ejemplo, sabemos del excelente comportamiento de las estructuras de acero en el temblor de San Francisco en 1906. Todas esas estructuras tenían marcos de acero muy dúctiles. Es importante por lo tanto, revisar sus capacidades de deformación actuales y tratar de relacionarlas con futuros sismos

Sin embargo, el tipo de estructuras que actualmente se construye ni aún remotamente se parece al de las estructuras sobre las que están basados nuestros antiguos reglamentos: en lugar de los muros de mampostería integrales del pasado que aún fallados absorbían energía y proveían estabilidad ahora se tienen marcos sin revestir con muros no estructurales sueltos, con particiones deliberadamente separadas de la estructura para prevenir daños, con cancelos ligeros de metal y en general un tipo de estructura diferente. Es probablemente completamente erróneo dar a conocer el comportamiento exitoso de estas viejas estructuras dentro de la base de diseño de nuestro presente.

Por todo lo anterior, es necesario que el diseño de conexiones, las transferencias de cortante, todos los detalles y el dimensionamiento de los distintos miembros haga que tengan un comportamiento tal que asegure una estructura de suficiente ductilidad. Es de igual importancia que este diseño cuidadoso se supervise con la misma minuciosidad durante la etapa de construcción. Esto puede ser asegurado solamente a través de una inspección de obra en la que se utilicen todas las técnicas de inspección ahora aprovechables.

3. EVALUACION DE LOS CRITERIOS

3.1 PROCEDIMIENTO GENERAL DE ACCION EN CASO DE SISMO

Para evaluar los daños producidos por un sismo deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

a) Determinar los procedimientos a seguir para una inspección y - evaluación de emergencia de los daños causados por un sismo; el objetivo será evaluar la extensión de los daños y la seguridad relativa para ocupar edificios dañados.

b) Desarrollar una guía para el reclutamiento y movimiento de personal de campo competente y los procedimientos para llevar a cabo las operaciones de campo que garanticen la seguridad y efectividad desea-das.

Los principales elementos en la planeación que ayudarán a llevar a cabo tales propósitos, son los siguientes:

- . organización, capacitación y movilización del personal de emergencia.

- . procedimiento de inspección
- . evaluación de daños estructurales y no estructurales
- . evaluación de sistemas auxiliares
- . acciones de control de emergencia basados en la evaluación de -daños.

c) Considerar los siguientes factores que recomienda la experiencia en el caso de una área grande afectada por sismo:

- . es esencial contar con un sistema de comunicación, ya que los -teléfonos pueden no funcionar después de un desastre; se puede inferir que sea la radio el sistema de comunicación deseado.

. deben ser rápidamente definidas las fronteras de las áreas gravemente dañadas preferiblemente por un reconocimiento aéreo.

. debe contarse con formas eficientes para compilar y evaluar datos estadísticos.

. deben desarrollarse planes para obtener ayuda de otras jurisdicciones, incluyendo orientación para personal no familiarizado con el área.

d) Recomendaciones para elegir adecuadamente el tipo de personal requerido para una brigada de inspección; éste variará dependiendo del tipo de estructura que haya de ser inspeccionada. Las estructuras y edificios comunes pueden ser inspeccionadas por arquitectos, inspectores de edificios y constructores. Mientras más grande y compleja sea la estructura, ésta deberá ser inspeccionada por personal más capacitado. Después de terminada la labor de la brigada de inspección, el edificio inspeccionado deberá ser catalogado y en su entrada o en lugar visible de su fachada deberá portar las indicaciones pertinentes a su seguridad.

3.2 AREAS QUE DEBEN DESARROLLARSE PARA MEJORAR EL CONOCIMIENTO EN ASPECTOS REFERENTES A LA REPARACION DE ESTRUCTURAS.

3.2.1. PLANTEAMIENTO DE LAS NECESIDADES

Los siguientes aspectos tienen como objetivo el identificar las más urgentes necesidades para el refuerzo, reparación y rehabilitación de las construcciones (ref. 15):

- . Es necesario implementar una guía para la evaluación de las construcciones existentes; ésta guía deberá estar al día en cuanto a la práctica constructiva.

- . Es necesario un manual práctico que prevea el uso de diversos materiales y técnicas adecuadas para la reparación

- . En la evaluación de la seguridad de un edificio dañado debe considerarse toda la construcción y no sólo algunos de sus componentes.

- . Debe comenzar a enseñarse en las universidades las técnicas de reparación.

- . Es necesaria la asistencia, principalmente gubernamental, para desarrollar los conocimientos necesarios sobre lo referente a técnicas de reparación y reforzamiento; también es básica la ayuda de las autoridades para que en edificios próximos a ser demolidos se permita efectuar ensayos diversos.

3.2.2. INVESTIGACIONES PARA ATACAR EL PROBLEMA

Se recomiendan los siguientes tres grandes grupos de ataque tendientes a solucionar los problemas planteados anteriormente:

a) Evaluación de los sistemas constructivos y de los materiales para la reparación y rehabilitación:

. El aspecto principal será el minimizar la pérdida de vidas durante un sismo.

. El sistema de evaluación de las construcciones debe establecerse en función del tipo de construcción, su destino y de la potencial pérdida de vidas.

. Que los códigos actuales son para construcciones nuevas y no son aplicables cuando se tiene que hacer una reestructuración.

. Deben desarrollarse técnicas de ensaye para evaluaciones no destructivas de las condiciones de construcciones existentes.

. Debe conjuntarse toda la información referente a los procedimientos de refuerzo y rehabilitación de construcciones.

b) Investigación sobre los criterios de diseño para rehabilitación y reforzamiento:

. Se necesita investigar para obtener la información necesaria para que un diseñador determine los niveles apropiados de fuerzas en función de la probabilidad de ocurrencia de un sismo, uso u ocupancia de la construcción, la vida útil y el grado deseado de comportamiento estructural.

. Es necesario investigar conceptos tales como: niveles adecuados de vibración, deformación aceptable en estructuras y métodos de reparar estructuras con tales deformaciones; distinguir entre los criterios de diseño basados en la resistencia de miembros individuales y aquellos basados en la resistencia de la estructura como un todo; identificación de los mecanismos de falla de las construcciones para establecer niveles adecuados de carga y/o deformación; criterios de prob-

bas de carga como procedimiento alternativo de diseño; características mecánicas de miembros compuestos; esfuerzos permisibles y/o deformaciones de elementos no estructurales; consecuencias estructurales de la degradación de los materiales y los métodos de reparación aconsejables, etc.

c) Técnicas de reparación y estándares básicos para reparación.

Investigaciones sobre el empleo del concreto inyectado a presión como material de reparación: desarrollo de pruebas de control de calidad, ensayos cíclicos, sistemas de anclaje, uso en vigas, columnas y juntas, efecto del fuego.

. Investigaciones sobre el uso de resinas epoxi en la reparación de estructuras: estándares; propiedades; campos de aplicación; métodos de aplicación; ensaye en miembros a escala natural reparadas con epoxis en condiciones reales de sismo; efecto a largo plazo de construcciones reparadas con epoxis; etc.

. Investigaciones sobre el uso de conexiones y conectores: propiedades estáticas y dinámicas de diversos sistemas; desarrollo de sistemas en madera; adhesivos en madera; empalmes en acero; soldaduras en uniones ya existentes; métodos para reducir la corrosión en anclajes y su reparación; reforzamiento de mampostería no reforzada; uso de sistemas postensados en reforzamiento; etc.

. Lo anterior proporcionará criterios de decisión relativos a la seguridad contra sismo de las construcciones existentes al permitir establecer niveles apropiados de seguridad y determinar niveles aceptables de daño.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El posterior comportamiento de una estructura reparada depende en gran medida de la elección del método de reparación; la elección debe ser la adecuada y debe corresponder a un estudio de las causas que han producido los daños así como de la naturaleza de éstos.

Ya se ha mencionado la importancia que tiene una buena estructuración en el comportamiento posterior de un edificio y de sus miembros.

El criterio de reparación local de miembros basado en la inyección de resinas epoxi parece tener grandes perspectivas. Un miembro estructural agrietado ya sea por flexión, compresión o tensión diagonal puede ser reparado, siempre y cuando el daño sea clasificado como leve, con la técnica de resinas epoxi.

El criterio de reforzamiento y reparación de un miembro dañado basado en el incremento de la sección, resulta el más apropiado en el caso de columnas falladas por compresión a causa del momento de volteo del edificio.

El criterio de reparación que contempla el incremento del acero de refuerzo longitudinal, de estribos o de acortar el espaciamiento entre ellos, es especialmente recomendable si los miembros han fallado aisladamente como es el caso de flexión en vigas y en columnas, o de compresión en éstas a causa de aceleraciones verticales de considerable magnitud o de asentamientos diferenciales.

Los anteriores son los criterios de reparación básicos que han dado lugar a algunos métodos que aún en su etapa experimental parecen abrir nuevas perspectivas de investigación sobre el tema; entre éstos, se cuentan los siguientes:

- 1) Para la reparación de conexiones viga-columna, tenemos los métodos experimentales de Gulkan y de Tassios. El primero considera básico el que la conexión cuente con un confinamiento como el producido por una viga transversal, lo que se consigue si los armados en las dos direcciones se sueldan y el concreto dañado se sustituye por otro. El segundo también contempla la remoción del concreto dañado y la colocación de uno nuevo además de estribos nuevos, lo que proporciona más ductilidad.
- 2) Para la reparación de marcos y vigas continuas, tenemos los métodos de Lee, de Higashi y de Kahn y Hanson. El método de Lee nos dice que la inyección de resinas epoxi y la remoción y remplazo del concreto como métodos de reparación pueden efectivamente restaurar la rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía a un marco de concreto reforzado cuando el daño es causado por flexión.

El método de Higashi nos dice que si se desea reestructurar una construcción pretendiendo que sea más rígida, puede seguirse el criterio de colar un muro como diafragma del marco o mediante paneles prefabricados; si se une el refuerzo de este diafragma al del marco, se tiene un comportamiento monolítico equivalente al de un muro de concreto reforzado en el cual es notable el incremento de rigidez y resistencia.

El método de refuerzo propuesto por Kahn y Hanson pretende conseguir un aumento en la ductilidad de los marcos al reforzarlos con multi-paneles precolados unidos con conectores y reforzados con resinas epóxicas.

- 3) Para la reparación de muros debemos tener presente que cualquier método que se use ya sea de reparación local o de reforzamiento perseguirá incrementar la ductilidad del sistema.

La estructura de construcciones de mampostería debe cumplir las condiciones siguientes de manera de minimizar los riesgos por sismo:

- Proporcionamiento de un sistema resistente en las dos direcciones ortogonales con una densidad adecuada de elementos resistentes. La estructuración debe prever la simetría de éstos.
- La cimentación debe estar anclada apropiadamente con los elementos verticales resistentes.
- Tanto al diseñar como al reforzar debe evitarse el empleo de piezas con altos porcentajes de huecos y paredes delgadas
- Debe procurarse el proporcionamiento de un refuerzo continuo en la periferia de los huecos ya que la presencia de eventuales aberturas en los muros provocaría concentraciones de esfuerzos que favorecerían la formación de grietas diagonales.

La estructuración y los métodos de reparación de construcciones de acero han dado gran importancia a los tres elementos estructurales considerados básicos: las conexiones viga-columna, las vigas y marcos en flexión y las columnas en flexocompresión.

FIGURAS.

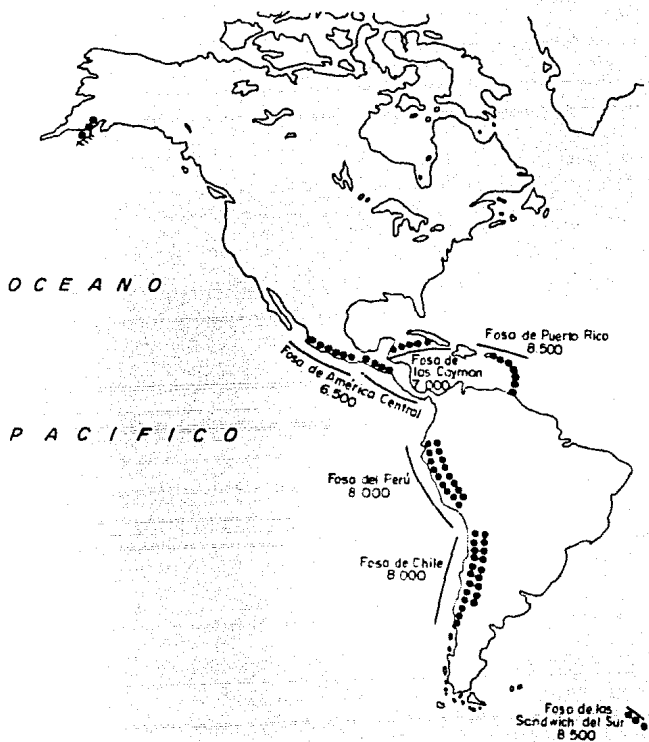


Fig. 1a). Localización de fosas oceánicas, arcos volcánicos y terremotos de foco profundo en el Pacífico.

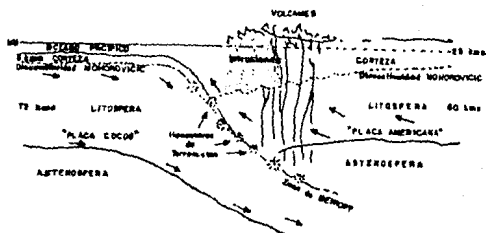
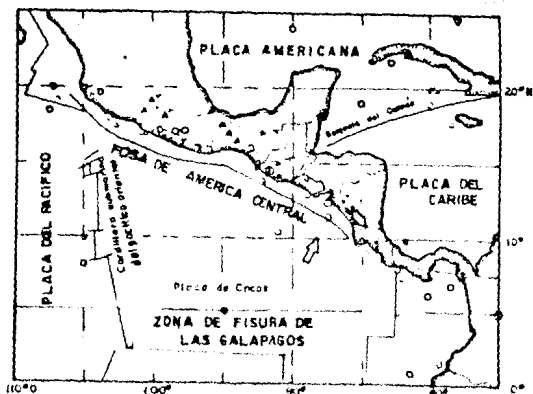


Fig. 1b DIAGRAMA ESQUEMATICO
DEL
CHOQUE DE LAS PLACAS

Fig. 1c ESCENARIO SISMICO Y TECTONICO DE
MEXICO Y CENTROAMERICA



- epicentros de terremotos superficiales (profundidad menor que 65 Km)
- △ epicentros de terremotos profundos (profundidad mayor que 65 Km)

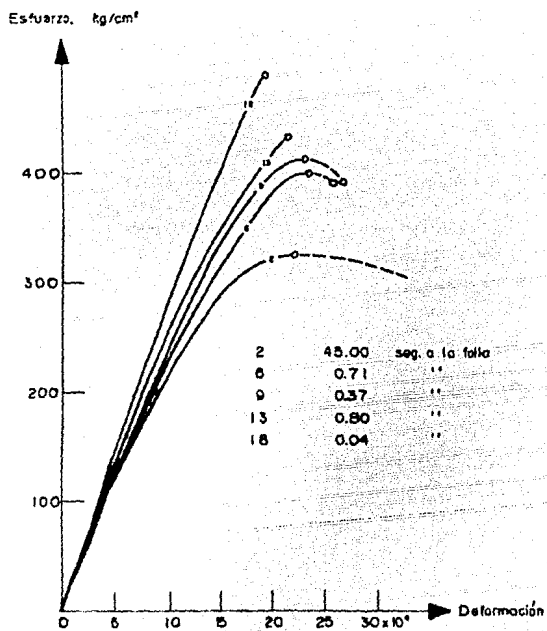


FIG. 2. Efecto del tiempo de falla en la relación esfuerzo-deformación del concreto en compresión.

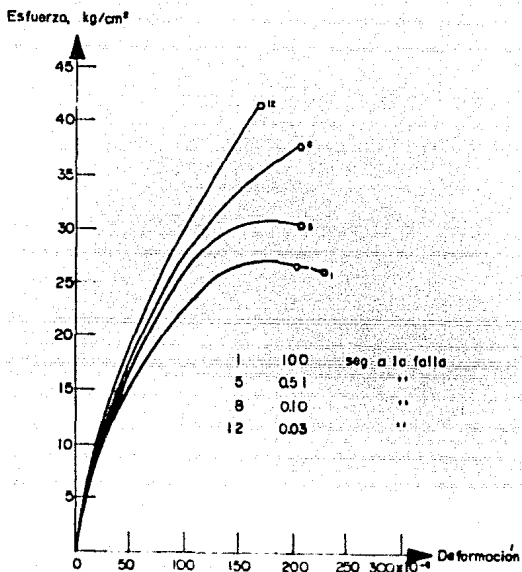


FIG. 3. Efecto del tiempo de falla en la relación esfuerzo-deformación del concreto en tensión.

Energía disipada k-in

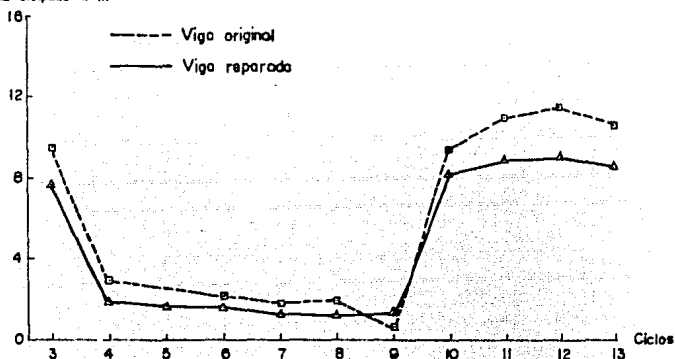


FIG. 4. Diferencia entre la energía disipada por la viga reparada y la original.

P, ton

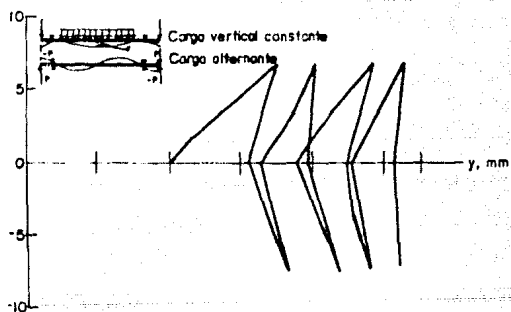


FIG. 5. Repetición de cargas en una viga de concreto reforzado en vías de falla por tensión diagonal.

Esfuerzos calculados,
en klb/plg^2

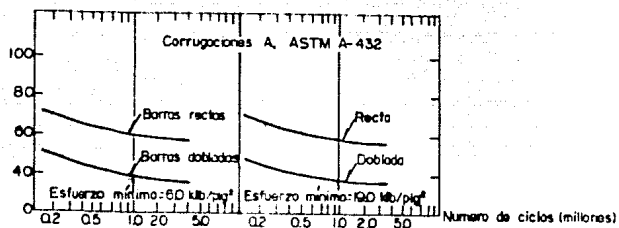


FIG. 6. Cargas repetidas en vigas de concreto reforzado. Se muestran los efectos de dobleces o ganchos de las barras.

FIG. 7 Reparación de una viga fallada por flexión



FIG. 7a.) Tipo de daño reparado

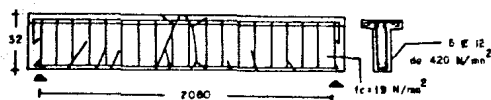


FIG. 7 b.) Patrón de falla antes de la reparación.

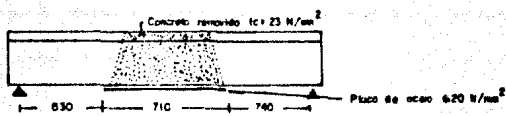


FIG. 7c.) Reparación de la viga.

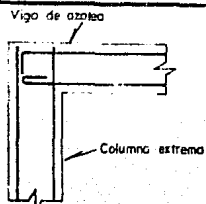


FIG. 8

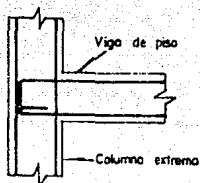


FIG. 9

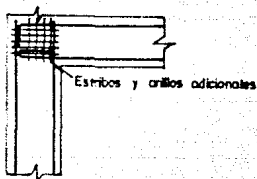


FIG. 10

FIG. 8, 9, 10. Algunas conexiones de vigas a columnas en estructuras de concreto reforzada.

FIG. II Reparación de juntas viga-columna falladas ante cargas cíclicas.

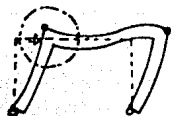


FIG. II a.) Tipo de daño reparado.

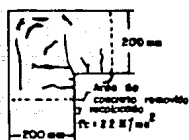


FIG. II. b.) Patrón de falla antes de la reparación.

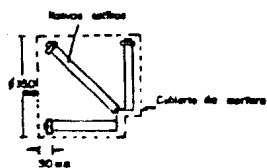


FIG. II. c.) Reparación de la junta.

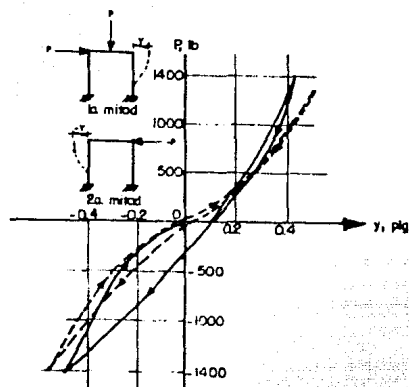


FIG. 12. Relaciones fuerza-deformación en un modelo de marco de concreto reforzado.

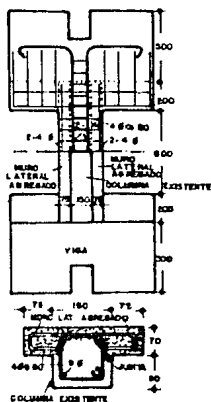


FIG. 13 a). Especimen de las series-CW, TYPE AC-A1

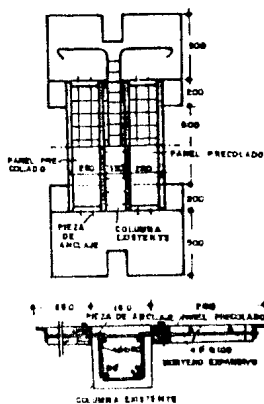


FIG. 13 c). Especimen de las series CW, TYPE PA-4 H1

FIG. 13 Especimenes probados

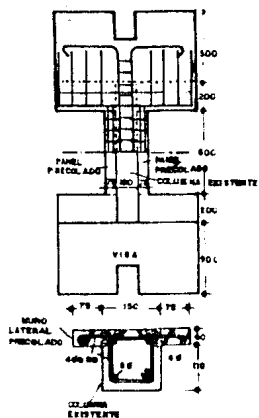


FIG. 13 b). Especimen de las series-CW, TYPE PW-A2

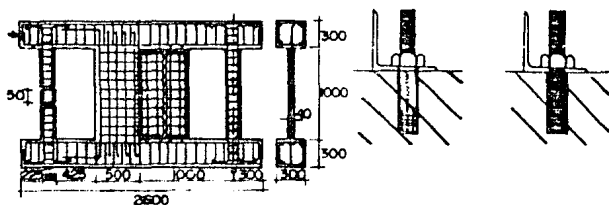


FIG. 13. d.) Especimen de las series-PCW FIG.13.e.) Pieza de acero para anclajes

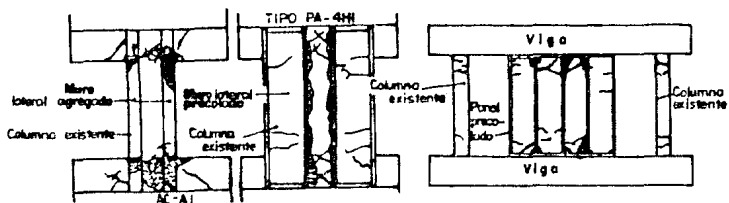


FIG. 14 a.). Patrón de falla. FIG. 14 b.) Patrón de falla. FIG.14 c.). Patrón de falla de las series PCWH y PCW

FIG. 14 Patrones de falla.

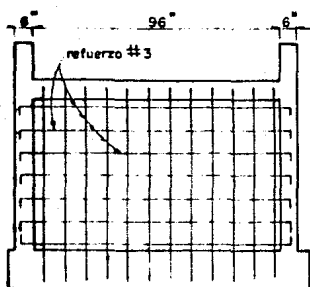


FIG. 15 a.) Especimen colado monolíticamente, especimen 1.

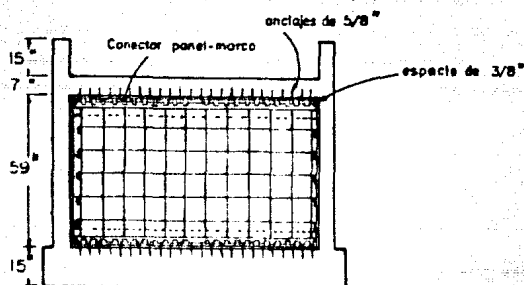


FIG. 15 b.) Muro con papel sencillo precolado, especimen 3.

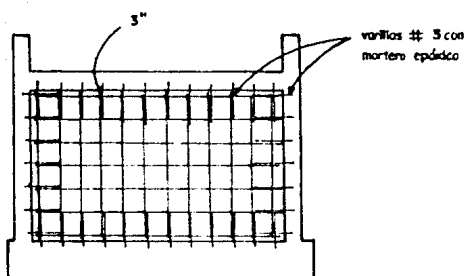


FIG. 15 c.) Muro colado en el lugar, espécimen 2.

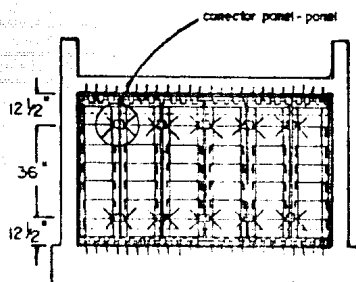


FIG. 15 d.) Muro con paneles precolados múltiples, espécimen 4.

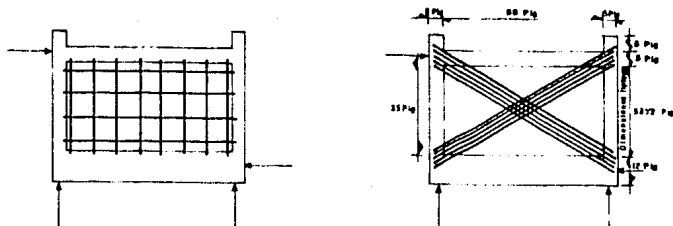


FIG. 16. Muros de cortante de concreto reforzado sujetos a cargas monótonas laterales.

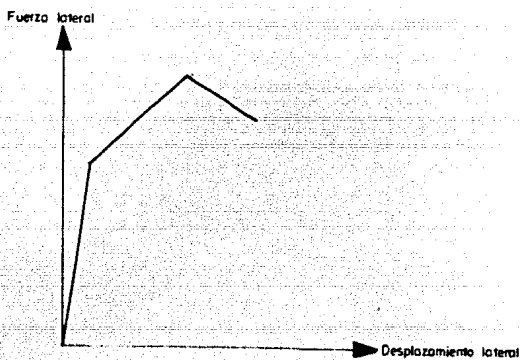


FIG. 17. Relación típica fuerza deformación en muros de cortante de concreto reforzado.

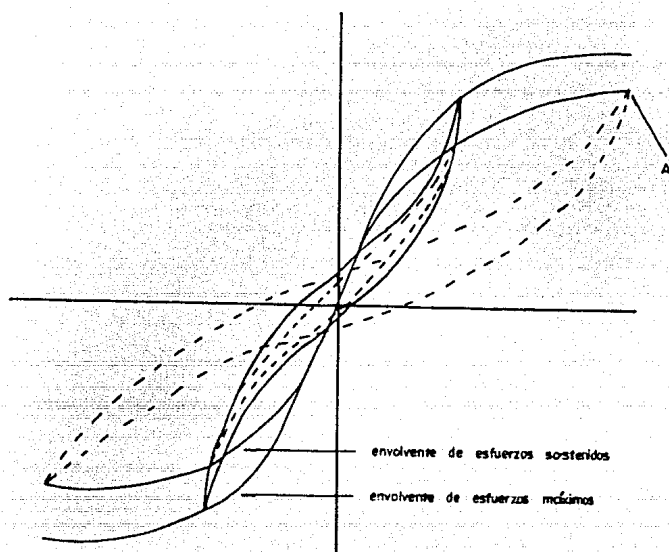


FIG.1B Comportamiento ante alternaciones de carga de un muro de concreto con folio por cortante.

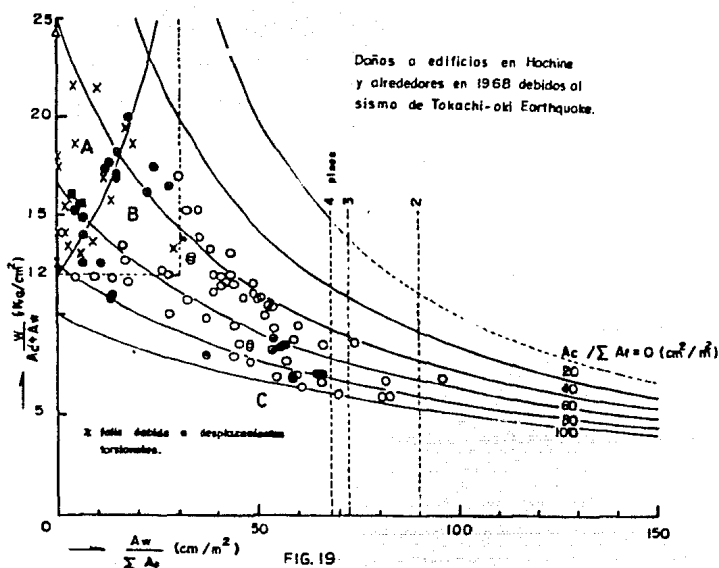


FIG. 19. Índices área-muro y área-columna y esfuerzo cortante en muros y columnas.

- . Nudos o pequeños daños en columna y muros de cortante (● = edificios escolares).
- △. Colapso.
- X. Falla por cortante en la mayoría de las columnas del primer piso.
- ⊠. Falla por flexión en la mitad de las columnas del primer piso, falla por cortante en algunas columnas del primer piso y grietas leves por cortante en muros de cortante.
- . Grietas por cortante en la mayoría de los muros del primer piso y daños leves en columnas.

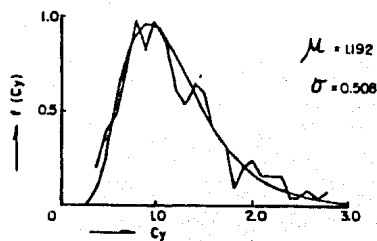


FIG. 20 a.) Distribución de la capacidad resistente a sismo

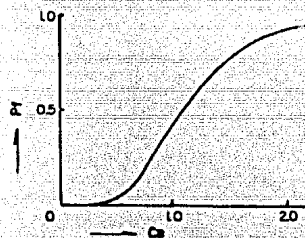


FIG. 20 b.) Probabilidad de fallo de los edificios.

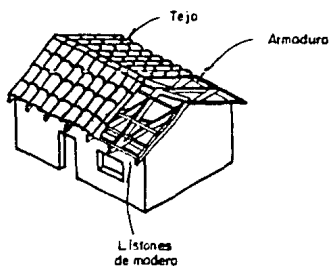


FIG. 21 a). Armaduras de madera.

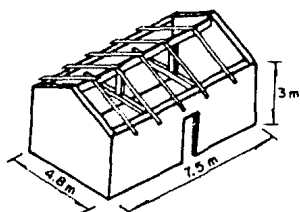


FIG. 21 b). Vigas y Puntos.

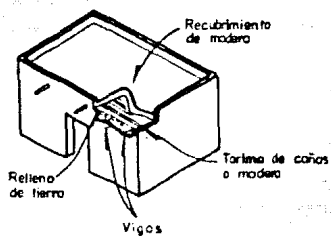


FIG. 21. Tipos comunes de vivienda de adobe.

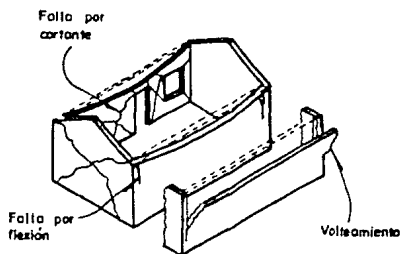


FIG. 22. Modos de falla de viviendas de adobe.

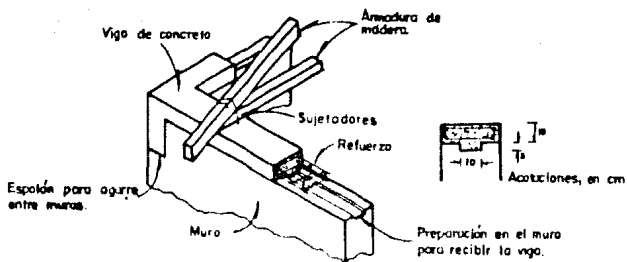


FIG. 23 a). Refuerzo con viga cadena de concreto.

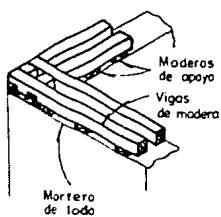


FIG. 23 b). Refuerzo con viga de madera.

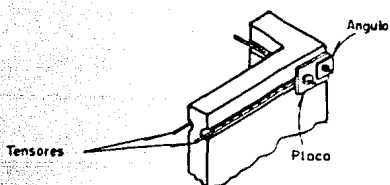


FIG. 23 c). Refuerzo con tensores de acero

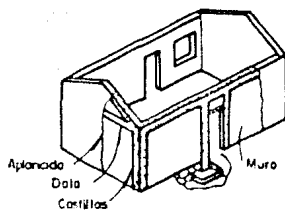
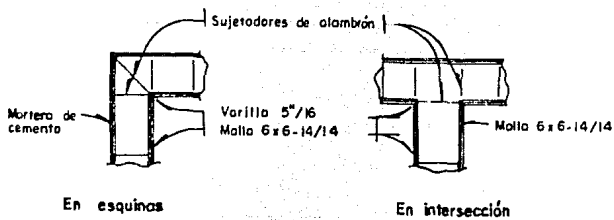
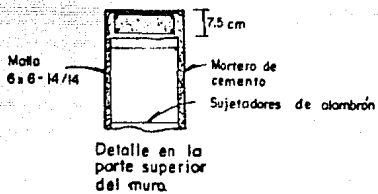


FIG. 23 d). Refuerzo con vigas y columnas de concreto.



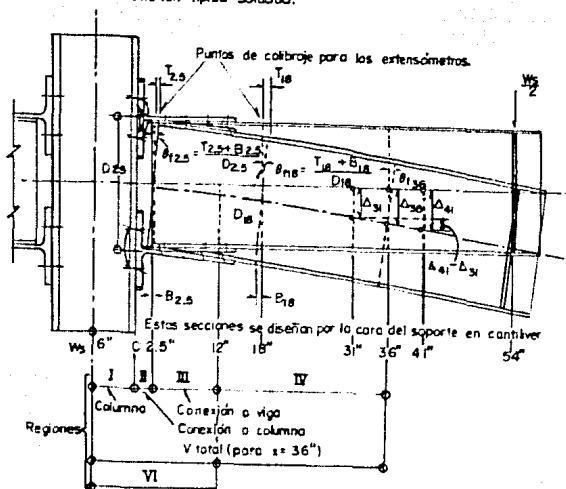
PLANTA

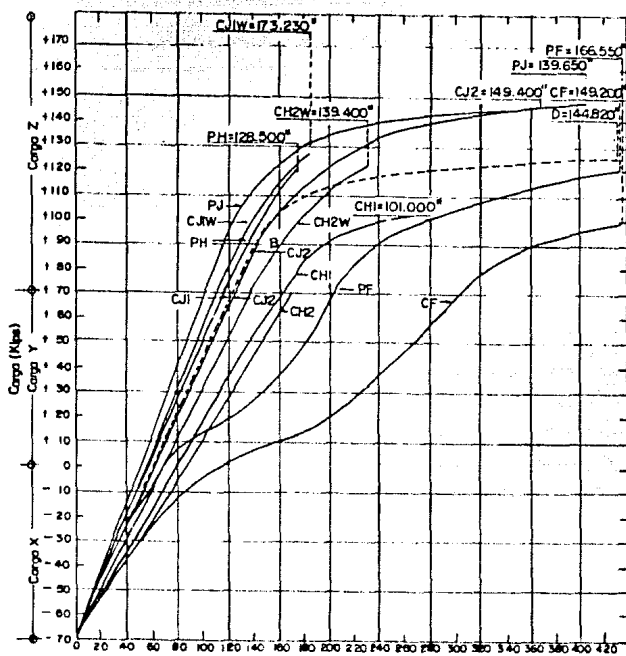


ELEVACION

FIG. 23 e). Recubrimiento de mortero sobre malla.

FIG. 24. Conexión típica soldada.





Deflexión medida a $36''$ de la cara de los soportes (pulg. $\times 10^{-3}$)
 FIG. 25. Curvas de deflexión y cargas últimas.

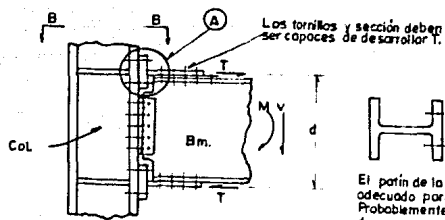
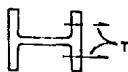


FIG. 26a.



Sección B+B

FIG. 26b.

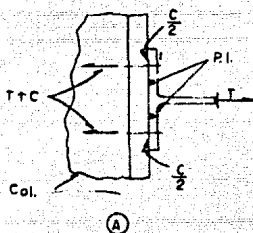


FIG. 26c

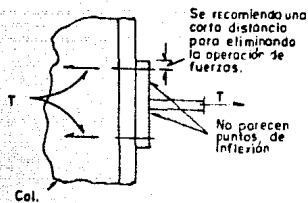


FIG. 26d.

FIG. 26 Esfuerzos en conexiones de acero

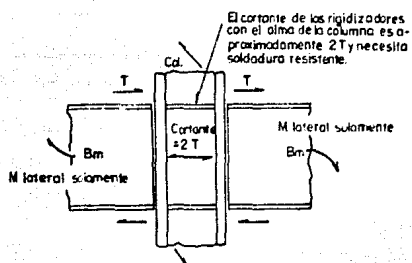


FIG. 27a. Viga conectada a patines.

PLANTA

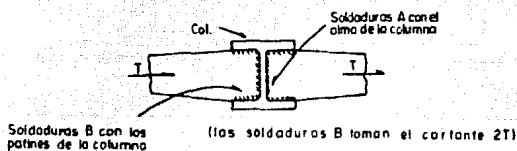


FIG 27 b) Placa para la viga conectada al alma de la columna

FIG. 27 Esfuerzos en conexiones de acero.

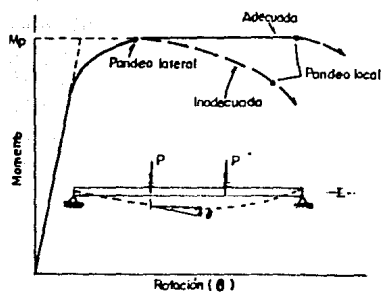


FIG. 28. Relaciones $M-\theta$ de una viga.

FIG. 28 Relaciones $M-\theta$ de una viga

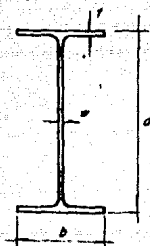


FIG. 29 Relaciones D/t y b/t

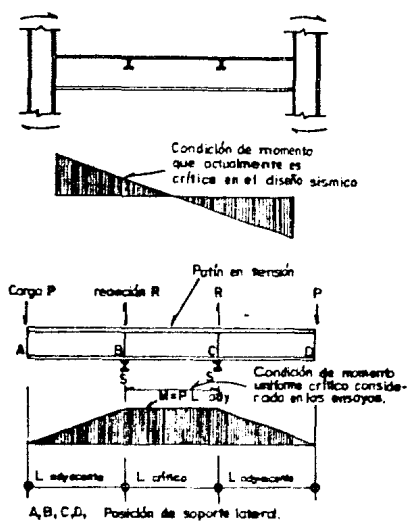


FIG. 30 Relaciones de momento y restricción.

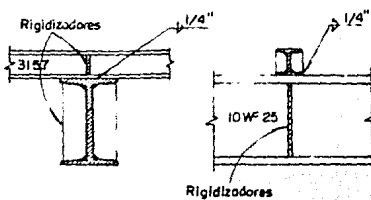


FIG. 31 a) Conexión continua soldada

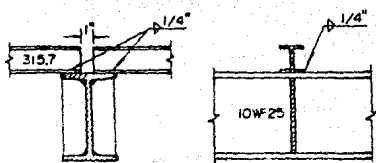
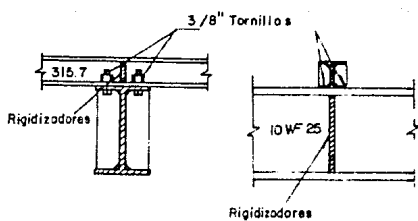
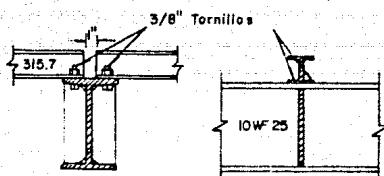


FIG. 31 b) Conexión continua soldada.

FIG. 31 Conexiones viga a larguero.

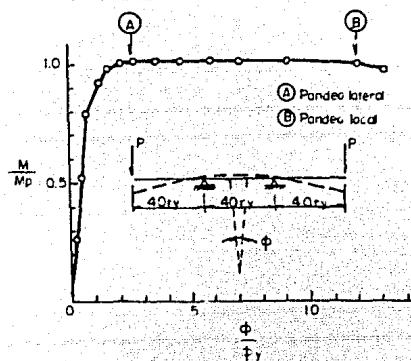
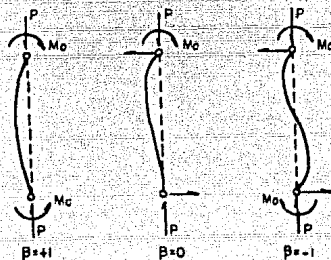


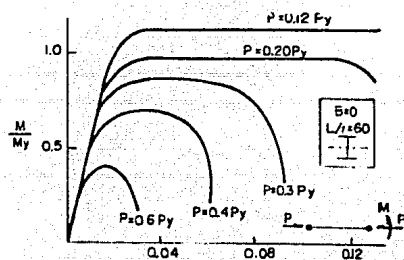
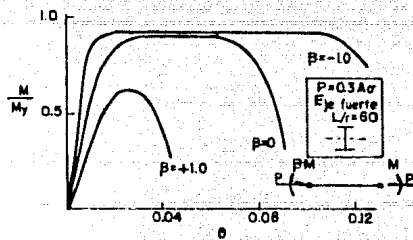
C) Conexión continua atornillada



d) Conexión discontinua atornillada

FIG. 31 Conexiones viga a larguero

FIG. 32. Relación M- ϕ típica.FIG. 33. Definición de β .

FIG. 34 Relación M- θ , $\beta = 0$.FIG. 35 Relación M- θ , distintos β .

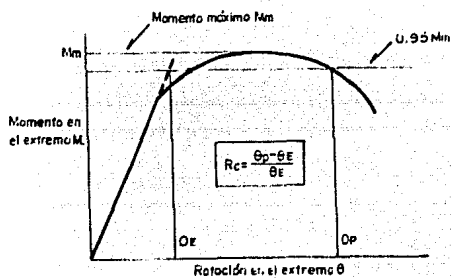
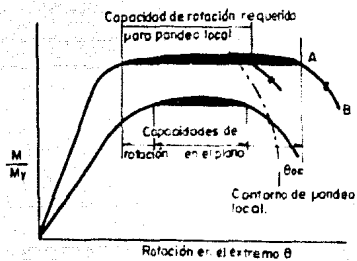
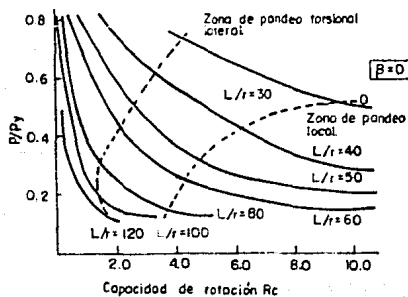
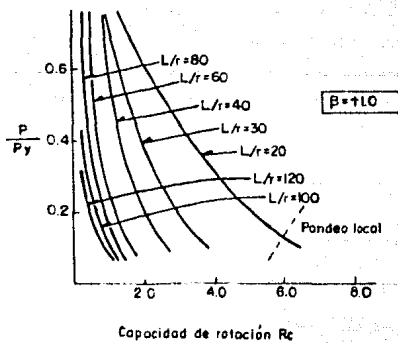
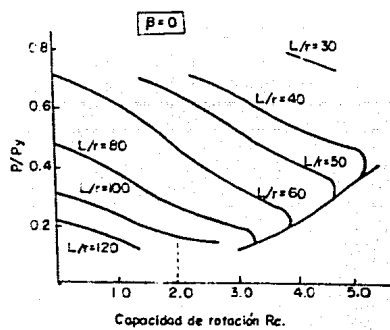
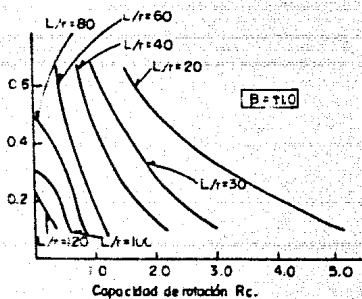
FIG. 36 Definición de R_c .

FIG. 37 Efecto del pandeo local

FIG. 38 Relación $P-R_c$, $\beta = +1$ FIG. 39 Relación $P-R_c$, $\beta = +1$.

FIG. 40 Relación $P-R_c$, $\beta = 0$ con efecto de pandeo local.FIG. 41 Relación $P-R_c$, $\beta = 1$ con efecto de pandeo local.

REFERENCIAS

1. Newmark y Rosenblueth: "Fundamentos de Ingeniería Sísmica". Ed. Diana, 1976.
2. Tassios, Plainis y Vassilio: "Column - beam joints failed under seismic loading, repaired and re-tested under seismic loading". 6^a Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Nueva Delhi, enero de 1977.
3. P. Gulkan: "The inelastic response of repaired reinforced concrete beam-column connections". 6^a Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Nueva Delhi, enero de 1977.
4. Lee Wright y Hanson: "Repair of damaged reinforced concrete frame structures". 6^a Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Nueva Delhi, enero de 1977.
5. Higashi, Ohkubo y Fujimata: "Behavior of reinforced concrete columns and frames strengthened by adding precast concrete walls". 6^a Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Nueva Delhi, enero de 1977.
6. Kahn y Hanson: "Reinforced concrete shear walls for aseismic strengthening". 6^a Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Nueva Delhi, enero de 1977.
7. T. Shiga: "Earthquake damage and the amount of walls in reinforced concrete buildings". 6^a Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Nueva Delhi, enero de 1977.

8. B. Simeonov: "Strengthening and earthquake resistant design of eight-storied reinforced concrete apartment building". 6^a Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Nueva Delhi, enero de 1977.
9. Escalante y Merrifield: "Casas de adobe antisísmicas". Dir. Gral de Servicios Técnicos, SAHOP, septiembre de 1977.
10. Centro Interamericano de Vivienda y Planeamiento: "Asismicidad en vivienda económica". Bogotá, 1959.
11. R. Meli y O. Hernández B.: "Recomendaciones sobre el empleo de la mampostería en construcciones para viviendas en zonas sísmicas". Revista "Ingeniería Sísmica" No. 14. México, enero de 1976.
12. Oscar Hernández B.: "Comportamiento de muros de bloques de concreto construido con aplanado de mortero reforzado con fibra de vidrio". Instituto de Ingeniería. México, 1974.
13. Oscar Hernández B.: "Reparación de muros dañados". Instituto de Ingeniería, México, 1974.
14. R. Wiegel: "Design of Earthquake-resistant structures". E.U., 1976.
15. R.D. Hanson: "Repair, Strengthening and rehabilitation of buildings: Recommendations for needed research". Universidad de Michigan, octubre de 1977.

APENDICE A

ESCALA DE INTENSIDADES DE MERCALLI MODIFICADA

(MM, abreviada y modificada por C.F. Richter en 1931).

1. Imperceptibles. Sismos marginales y período largo de los grandes sismos.
2. Los perciben las personas en reposo, en los pisos superiores o colocadas favorablemente.
3. Se percibe en el interior de las construcciones. Los objetos colgados oscilan. Vibración como la que producen los camiones ligeros al pasar. Puede reconocerse como un sismo.
4. Los objetos colgados oscilan. La vibración es como la que se produce al paso de camiones pesados; o sensación como la de una sacudida, como la de una bola pesada que pegara contra los muros. Los automóviles parados oscilan. Las ventanas y las puertas hacen ruido. En el extremo superior del grado 4, las paredes y marcos de madera se agrietan.
5. Se percibe a la intemperie; puede acotarse su duración. Quienes duermen despiertan. Los líquidos se mueven; algunos se vierten. Los objetos pequeños inestables se mueven o se caen. Las puertas oscilan, se cierran, se abren. Las persianas, los cuadros se mueven. Los relojes de péndulo se paran, arrancan y cambian de paso.

6. Los perciben todos. Muchos se asustan y salen al descubierto. Las personas caminan inseguras. Las ventanas, los platos y los artículos de vidrio mal colocados caen y se rompen. Los libros y cosas parecidas se caen de los estantes. Los cuadros se caen de los muros. Los muebles se mueven o se vuelcan. Los acabados débiles y la mampostería D se agrietan. Las campanas pequeñas repican. Los árboles y arbustos se sacuden visiblemente y se les oye crujir.

7. Es difícil permanecer de pie. Lo notan los conductores de automóvil. Los objetos colgados trepidan. Los muebles se rompen. Daños en la mampostería D, incluyendo grietas. Las chimeneas débiles se rompen a nivel del techo. Caen los aplanados; los ladrillos se flojan; las piedras, revestimientos, cornisas, los parapetos sin contrafuertes y los ornamentos arquitectónicos también caen. Algunas grietas en la mampostería C. Olas en los estanques, donde el agua se enturbia. Pequeños deslizamientos y derrumbes en los bancos de arena o de grava. Las campanas grandes repican. Se dañan los canales de riego.

8. Se afecta la conducción de automóviles. Se daña la mampostería C; colapso parcial. Algún daño a la mampostería B; ninguno a la mampostería A. Caen los aplanados y algunos muros de mampostería. Caída y torsión de chimeneas de las casas, monumentos, torres, tanques elevados. Las casas con estructura de madera salen de sus cimientos si no están ancladas; los muros de relleno son arrojados hacia afuera. Los pilotes podridos se quiebran. Las ramas se desprenden de los árboles. Cambios en el gasto y temperatura de manantiales y pozos. Grietas en terreno mojado y en taludes inclinados.

9. Pánico general. Se destruye la mampostería D; la mampostería C se daña mucho, algunas veces con colapso completo. Daño general en los cimientos. Los marcos estructuras no anclados se salen de los cimientos. Los marcos crujen. Grietas en el terreno. Expulsión de arena y lodo en zonas aluviales.
10. La mayoría de las estructuras de mampostería y a base de marcos se destruye, incluso sus cimientos. Las estructuras de madera bien construidas y los puentes se destruyen. Serios daños a presas, diques, terraplenes. Grandes derrumbes. Agua arrojada sobre las márgenes de los canales, ríos, lagos. Arena y lodo desplazados horizontalmente en las playas y en terreno plano. Rieles doblados ligeramente.
11. Rieles muy doblados: Tuberías subterráneas completamente fuera de servicios.
12. Daño casi total. Grandes masas de roca desplazadas. Visuales y líneas de nivel deformadas. Objetos arrojados al aire.

Se utilizaron las siguientes convenciones:

Mampostería A, B, C, D. Para evitar ambigüedad en el lenguaje, se especifica la calidad de la mampostería, de ladrillo o de otro tipo, con las siguientes letras (que no guardan relación con la clasificación convencional de los reglamentos de construcción)

Mampostería A. Con ejecución, mortero y diseño buenos; reforzada, especialmente en dirección lateral y unida entre sí con acero, concreto, etc., diseñada para resistir fuerzas laterales.

Mampostería B. Buena mano de obra y buen mortero; reforzada, pero no diseñada en detalle para resistir fuerzas laterales.

Mampostería C. Mano de obra y mortero ordinarios; sin partes débiles en los extremos, como falla de unión en las esquinas, pero sin refuerzo ni diseñada contra fuerzas horizontales.

Mampostería D. Materiales débiles, como adobe: mortero pobre, normas apenas suficientes de calidad; débil horizontalmente.