



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

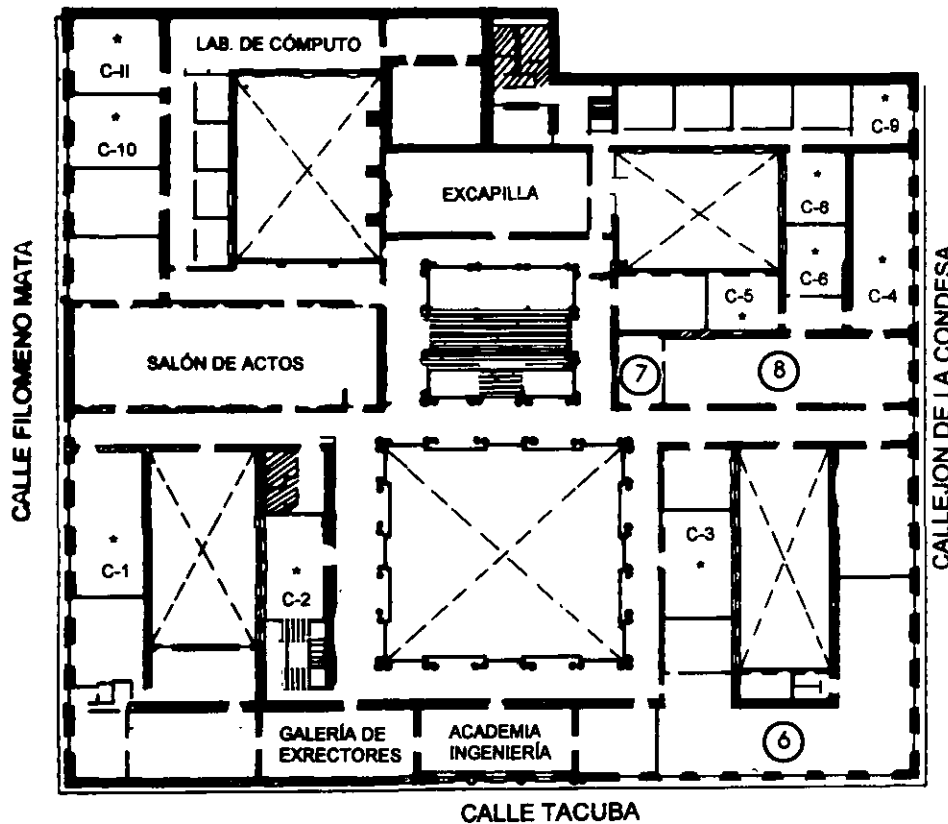
Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

Atentamente

División de Educación Continua.

PALACIO DE MINERIA



1er. PISO

GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
3. LIBRERÍA UNAM
4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN
"ING. BRUNO MASCANZONI"
5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
6. OFICINAS GENERALES
7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
8. SALA DE DESCANSO

SANITARIOS

* AULAS

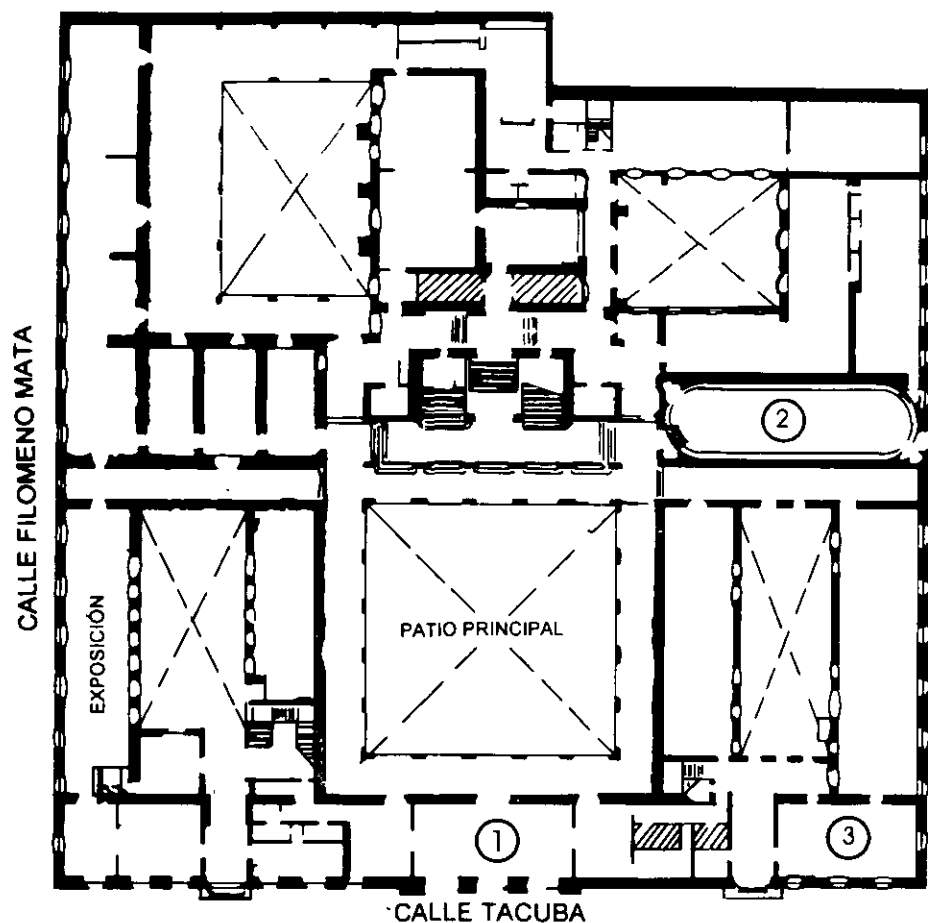


DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS

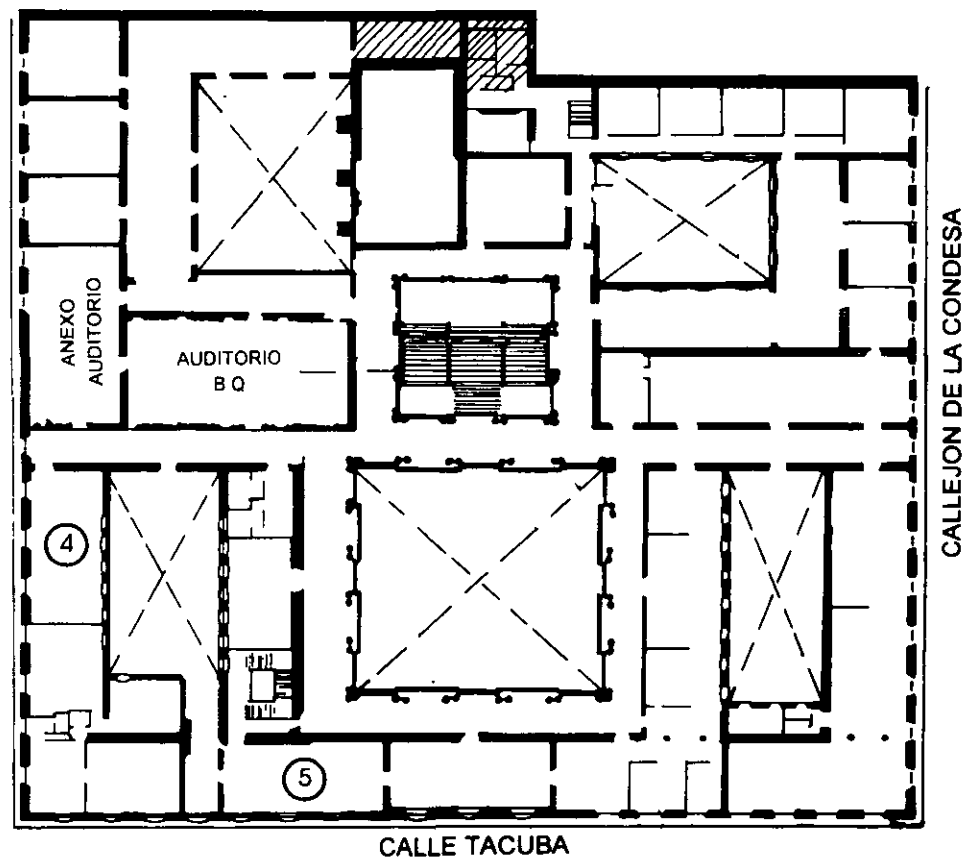
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



PALACIO DE MINERIA



PLANTA BAJA



MEZZANINNE



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

**COMPORTAMIENTO Y DISEÑO SISMO – RESISTENTE DE ESTRUCTURAS
DE CONCRETO PREFABRICADO Y PRESFORZADO**

**ING. RENÉ CARRANZA AUBRY
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

Mayo 21, 1999.

S.M.I.S.

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE ESTRUCTURAS
DE CONCRETO PREFABRICADO Y PRESFORZADO

R E S U M E N.-

- | | |
|--|---------------------|
| 1.- ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS | PROS |
| | CONTRAS |
| 2.- ANALISIS Y DISEÑO. | |
| 3.- CONEXIONES | COLS. - CIMENTACION |
| | COLS. - TRABE |
| | TRABES - LOSAS |
| | ANTES Y AHORA |
| 4.- CODIGOS.- PUENTES Y ESTRUCTURAS RETICULARES Y MUROS DE CARGA-CORTANTE. | |
| 5.- CONCLUSIONES.- | |

1.- ENTENDIENDO POR "ESTRUCTURAS PREFABRICADAS", AQUELLAS QUE SE REALIZAN EN UN LUGAR DIFERENTE A SU POSICION FINAL, Y EN UN TIEMPO ANTES DE QUE SE NECESITEN, Y PRESFORZADO AQUEL ELEMENTO AL QUE SE LE INDUCEN ESFUERZOS CONTRARIOS A LOS QUE DEBERA SOPORTAR EN SU CONDICION FINAL DE TRABAJO, PODEMOS DECIR QUE COMO TODA SOLUCION TIENE SUS PROS Y SUS CONTRAS A PRIMERA VISTA SALTA QUE LOS PRINCIPALES "CONTRAS" SON QUE EL PREFABRICADO DEBERA, ADEMAS DE SU FABRICACION, QUE CASI SIEMPRE REQUIERE, ADEMAS DE UN ANALISIS Y DISEÑO MAS CUIDADOSO, SEA TRANSPORTADO, MONTADO Y CONECTADO PARA ASI INTEGRAR UNA ESTRUCTURA.

LO ANTERIOR AUMENTA EL COSTO EN COMPARACION A LA ESTRUCTURA COLADA IN SITU, YA QUE ESTA NO REQUIERE DE LOS PASOS ANTERIORMENTE DESCRITOS, POR LO TANTO DE NO SER LAS VENTAJAS QUE PRESENTA, APARENTEMENTE NO TENDRIA SENTIDO PREFABRICAR ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO.

LAS VENTAJAS PRINCIPALES DE LA PREFABRICACION Y EL PRESFUERZO, SON SIN DUDA LAS SIGUIENTES:

1.- MEJOR CALIDAD.- EN LAS PLANTAS SE CUENTA CON LABORATORIOS PARA CONTROLAR LA CALIDAD DE LOS MATERIALES INTEGRANTES DEL CONCRETO, PARA AL FIN DETERMINAR LA f'_c DEL MISMO. EL ACERO DE PRESFUERZO, ADEMAS DEL CERTIFICADO DE CALIDAD DEL FABRICANTE, AL TENSARLO COMPROBAMOS SU RESISTENCIA Y SU MODULO DE ELASTICIDAD. AL PRESFORZAR, UTILIZAMOS CONCRETO CON UNA f'_c MINIMA DE 300 KG./CM², LLEGANDO ACTUALMENTE HASTA 450 KG./CM² SIN GRANDES PROBLEMAS.

2.- MENOR PESO Y MAYOR EFICIENCIA.- CON SECCIONES ADECUADAS PARA MOMENTOS FLEXIONANTES Y CORTANTES ELEVADOS, LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS Y PRESFORZADOS EN TRABES Y LOSAS, PUEDEN PROYECTARSE CON RELACION DE CLARO A PERALTE (L/P), DE 1/20 O MAYORES, COSA QUE NO SE PUEDE HACER CON CONCRETO REFORZADO COLADO IN SITU.

3.- EL USO REPETIDO DE LOS MISMOS MOLDES, HACE MUY ECONOMICO EL CIMBRADO DE LAS PIEZAS, EN COMPARACION A LA CIMBRA Y OBRA FALSA REQUERIDA EN LAS OBRAS.

4.- LA SUPERVISION DEL TRABAJO REALIZADO EN PLANTA A NIVEL DE PISO, ES MEJOR QUE LA QUE SE REALIZA EN OBRAS, A MEDIDA DE QUE SEAN MAS ALTAS.

5.- "TIEMPO".- DE ACUERDO A EXPERIENCIAS MUY COMPROBADAS, UNA OBRA PREFABRICADA, PUENTE O ESTRUCTURA RETICULAR O CON MUROS DE CARGA Y CORTANTE, SE REALIZA CUANDO ESTA BIEN PLANEADA, EN UNOS CUANTOS DIAS, EN COMPARACION AL NECESARIO CUANDO LA MISMA OBRA SE CUELA IN SITU.

"TIEMPO ES DINERO".- CUANDO SE RECONOZCA QUE UNA OBRA REALIZADA EN MENOR TIEMPO, SU COSTO FINANCIERO Y SU PUESTA EN MARCHA Y PRODUCCION, AMPLIAMENTE COMPENSA EL GASTO EXTRA EN TRANSPORTE, MONTAJE Y CONEXION.

6.- SEGURIDAD.- CON LOS AVANCES ACTUALES, EL PROBLEMA DE CONEXION SE HA RESUELTO PARA QUE TODA OBRA PREFABRICADA, DEBIDAMENTE CONECTADA, TENGA UN COMPORTAMIENTO EXCELENTE ANTE CARGAS GRAVITACIONALES Y HORIZONTALES TALES COMO SISMOS Y VIENTOS.

7.- PRODUCCION INDUSTRIALIZADA.- A MEDIDA QUE SE REQUIERAN GRAN CANTIDAD DE PIEZAS DE MOLDES EXISTENTES Y FACILMENTE ADAPTABLES, LOS PROCESOS INDUSTRIALIZADOS MEJORAN LOS TIEMPOS Y COSTOS, ASI COMO LA CALIDAD DE LOS PRODUCTOS.

CONEXIONES

CIMENTACION - COLUMNA.

- | | |
|-------------------------------|-------------------|
| | PERNOS AHOGADOS |
| | VAINAS Y EPOXICOS |
| a) CIMENTACION COLADA IN SITU | BARBAS EN COLUMNA |
| | PLACAS SOLDADAS |
- b) CIMENTACION MIXTA.- CANDELERO PREFABRICADO CON ZAPATA IN SITU.
- c) CIMENTACION PREFABRICADA.- ZAPATA - CANDELERO PREFABRICADO.

COLUMNA - TRABES.-

- a) MENSULAS COLADAS MONOLITICAS CON FUSTE COLUMNA EN 1 - 2 - 3 Y 4 DIRECCIONES.
- b) REQUIEREN PLACAS SOLDADAS A VARILLAS Y SOLDADURA DE PLACA DE MENSULA A PLACA DE TRABE.
- c) POSTENSADAS.
- d) PERNOS Y CONECTORES TIPO SPLICE.
- e) SOLDADURA DE VARILLAS ENTRE SI.
- f) CONEXIONES FUERA DE ZONA DE NUDOS.
- g) CONEXION SEPSA.

=====

=====

CONEXIONES

CIMENTACION - COLUMNA.

- | | |
|-------------------------------|-------------------|
| | PERNOS AHOGADOS |
| | VAINAS Y EPOXICOS |
| a) CIMENTACION COLADA IN SITU | BARBAS EN COLUMNA |
| | PLACAS SOLDADAS |
- b) CIMENTACION MIXTA.- CANDELERO PREFABRICADO CON ZAPATA IN SITU.
- c) CIMENTACION PREFABRICADA.- ZAPATA - CANDELERO PREFABRICADO.

COLUMNA - TRABES.-

- a) MENSULAS COLADAS MONOLITICAS CON FUSTE COLUMNA EN 1 - 2 - 3 Y 4 DIRECCIONES.
- b) REQUIEREN PLACAS SOLDADAS A VARILLAS Y SOLDADURA DE PLACA DE MENSULA A PLACA DE TRABE.
- c) POSTENSADAS.
- d) PERNOS Y CONECTORES TIPO SPLICE.
- e) SOLDADURA DE VARILLAS ENTRE SI.
- f) CONEXIONES FUERA DE ZONA DE NUDOS.
- g) CONEXION SEPSA.

=====

=====

CONEXIÓN TRABE-COLUMNA DE ELEMENTOS PREFABRICADOS SIN PERNOS NI SOLDADURA

R. Carranza Aubry y R. Martínez Hernández¹
E. Reinoso Angulo²

¹Servicios y Elementos Presforzados, S.A. de C.V.
Av. Nuevo León No. 249, Planta Baja
Hipodromo-Condesa, 06100 México, D.F.

²Centro de Investigación Sísmica, A.C.
Carretera al Ajusco No. 203
México, D.F.

RESUMEN

Este trabajo se centra en las conexiones entre elementos prefabricados que es uno de los aspectos más importantes para el buen funcionamiento de este tipo de estructuras. Se propone un tipo de conexión innovadora que está exenta de placas de acero y soldadura, lo que nos permite evitar los cambios bruscos de secciones y materiales, además de que es más agradable a la vista al simular a una estructura monolítica. Se presenta la aplicación de la conexión propuesta en dos obras diferentes, en donde se obtuvieron excelentes resultados en cuanto a los tiempos de ejecución, comportamiento y economía.

SUMMARY

This work meant about to the connection between precast concrete elements that is one of the most important aspects in the development of precast concrete structures. A new connection that does not need to be welded is proposed without changes on precast elements sections neither materials. This connection avoids fragile failures. Also its appearance as a monolithic structure connection seems pleasant. The propose connection is showed in two different buildings where excellent results were obtained in terms of time, performance and economy.

INTRODUCCIÓN

El ingeniero involucrado en el análisis, diseño, prefabricación, transporte y montaje de una estructura reticular prefabricada de concreto tiene como un gran reto el conectar las piezas prefabricadas que la integran, especialmente la unión columna-trabe, ya que en algunas ocasiones concurren hasta cuatro trabes en diferente dirección en una misma columna en cada nivel de la estructura.

Uno de los mayores problemas que se presentan en una estructura prefabricada, no es un análisis deficiente de la estructura, sino la poca importancia que se le ha dado al diseño de las conexiones entre los diferentes elementos que la forman. Debemos tomar en cuenta que la conexión recibirá las descargas de cada elemento que se conecte a ella y deberá ser capaz de soportarlas y transferirlas a los demás elementos (Arthur H. Nilson, 1982).

En los principios de la prefabricación en México, únicamente se prefabricaban sistemas de piso como son vigueta y bovedilla, losa doble te y losas extruidas, los cuales se colocan simplemente apoyados sobre trabes de soporte por lo que no se tenía la necesidad de diseñar sistemas de conexión entre elementos. Sin embargo, con el paso del tiempo se fueron demostrando las ventajas de las estructuras prefabricadas sobre las tradicionales. Por ejemplo: Un menor tiempo de ejecución de la obra y por lo tanto una recuperación más rápida de la inversión, claros más grandes con elementos esbeltos y obras más limpias durante su ejecución. Estas ventajas han hecho que, hoy en día, las estructuras sean casi totalmente prefabricadas y sea de suma importancia las conexiones entre los diferentes elementos que las forman.

CONEXIONES PREFABRICADAS

Características Generales

El diseño correcto de una conexión es indispensable para que la estructura trabaje de acuerdo al modelo físico y matemático con el cual se realizó el análisis estructural. A través de los años se ha resuelto este problema de conexión usando el ingenio y llegando a diferentes soluciones, tales como, ménsulas de concreto o acero las cuales pueden ser visibles por debajo de la trabe o se pueden disimular con éstas; las trabes pueden estar simplemente apoyadas o se les puede dar continuidad por medio de pernos, soldadura o postensado (figura 1).

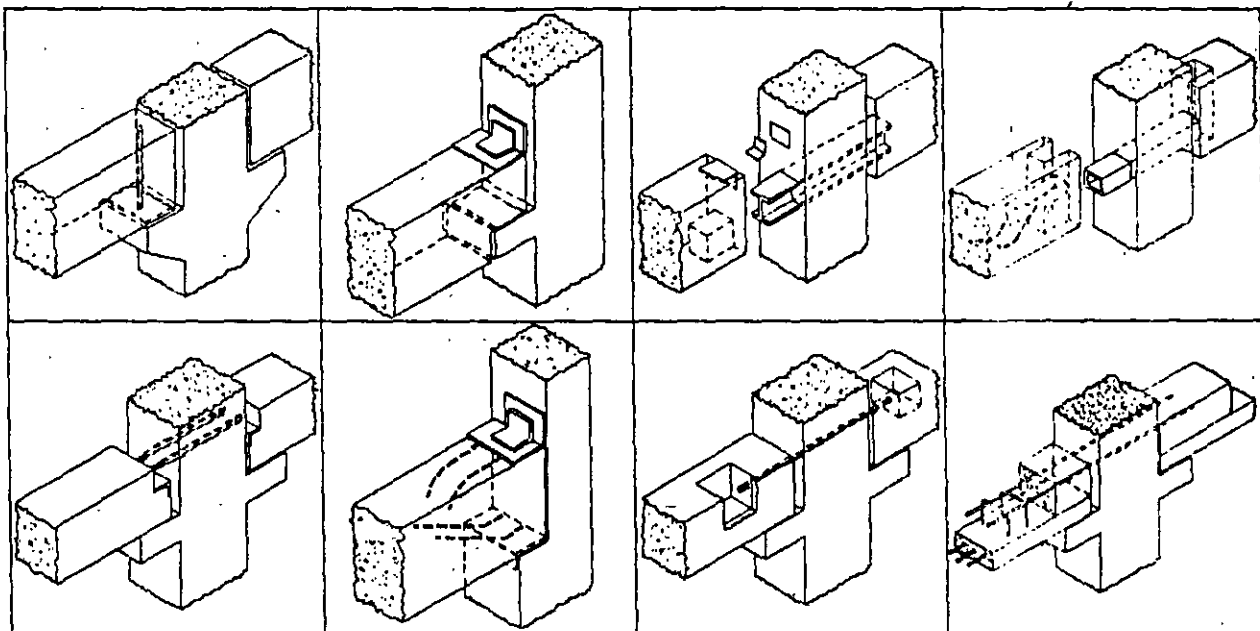


Fig. 1 .- Diferentes tipos de conexión columna-trabe empleadas.

Pocas conexiones han resuelto el problema de una forma totalmente satisfactoria, ya que en cualquier tipo de conexión se busca simplificar las diferentes etapas de una obra, como son:

Fabricación:

- Que sea sencilla, es decir, que la fabricación de los diferentes elementos que la forman, como son trabes y columnas, no se complique con accesorios soldados a su acero principal como placas de acero, elementos de anclaje para postensado, etc.
- Que no aumente la tipificación de columnas, es decir, que las columnas no sean muy diferentes geométricamente entre sí, ya que esto representa un mayor trabajo de gabinete además de que complica la coordinación entre la fabricación y el montaje de las piezas.
- Que no requiera del uso de muchos planos en obra para poder realizarse, ya que esto, además de requerir un mayor trabajo de gabinete es poco práctico de realizar en la planta y posteriormente en obra.
- La fabricación de los moldes debe ser sencilla para evitar retrasos en su elaboración y que no sean muy costosos. Además no se debe requerir una gran cantidad de ellos ni deben requerir muchos cambios entre cada colado.

Transporte:

- Debe poder realizarse de una forma eficiente, es decir, que se puedan transportar el mayor número de piezas por viaje, ya que esto reducirá el número total de fletes que se tienen que realizar y por consecuencia bajará el costo por este concepto.
- No se deben requerir de accesorios especiales para sujetar las piezas a las plataformas, ya que éstos son costosos y dificultan la carga y descarga de las piezas.

Montaje:

- La maniobra de montaje de las diferentes piezas se debe poder realizar en una forma rápida y sencilla, esto evitará tiempos muertos de equipo, maquinaria y personal, lo que nos permitirá un sustancial ahorro en el tiempo de ejecución de la obra.
- Se debe evitar el uso de equipo y mano de obra especializada como soldadores y personal de postensado, ya que esto eleva el costo de la obra y puede afectar el tiempo de ejecución en caso de no tener suficiente personal capacitado.
- Evitar o minimizar el uso de soldadura de campo, ya que, requiere de un estricto control de calidad, se lleva más tiempo en su ejecución y además su costo es muy elevado.
- Que requiera poco o nulo soporte temporal de los elementos, ya que esto retrasa los tiempos de ejecución.
- La apariencia final de la conexión debe ser agradable a la vista, es decir, debemos tratar de ocultar los elementos de sujeción, como son placas de acero, soldaduras, etc.

Principales tipos

A través de los años las conexiones en las estructuras prefabricadas se han resuelto, en forma global, en cuatro grandes grupos (IMCYC, 1966,1976,1981; PCI, 1988).

Con ménsula corta.-Ésta es una conexión cercana al paño de la columna. Uno de los principales problemas constructivos que se presentan es al momento de colar las columnas, cuando se requiere ménsulas en las cuatro direcciones, ya que debido a la gran concentración de acero en esa zona se requiere de soldadura tanto dentro de las piezas a conectar como la unión entre ellas (soldadura de campo), lo que hace que sea una conexión poco dúctil (Cuevas y Robles, 1986). Como normalmente en una obra las columnas tienen diferente número y posición de las ménsulas, es necesario cortar los costados y el fondo de los moldes y taparlos cuando no se requieran. Lo anterior provoca que los tiempos de colado se retrasen y obliga a tener un mayor número de moldes aumentando el costo de la obra. El transporte se vuelve menos eficiente para las columnas debido a que las ménsulas aumentan el ancho de las piezas, por lo que el número de piezas que por geometría se pueden transportar por viaje es menor, aumentando el precio por este concepto. En la maniobra de montaje también se tienen algunos problemas adicionales cuando no se tienen ménsulas en forma asimétrica, ya que al momento de izar las columnas para insertarlas en su posición en la cimentación estas se inclinan un poco por el desequilibrio de peso fuera de su eje longitudinal (figura 2).

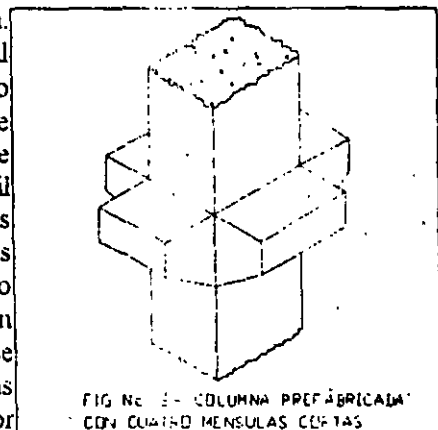


FIG. NO. 2.- COLUMNA PREFABRICADA CON CUATRO MÉNSULAS CORTAS

Con ménsula larga.-Ésta es una conexión alejada del paño de la columna que busca llevar la unión a una zona donde el momento es menor. Presenta los mismos problemas que la anterior (ménsula corta) aunque algunos en forma más severa. Cuando se tienen ménsulas largas en las cuatro direcciones se presenta un grave problema al momento de realizar el colado de la columna, ya que las ménsulas que quedan hacia el fondo y hacia arriba son difíciles de realizar, los problemas de transporte y montaje son también mayores, debido a que la geometría de las columnas las hace poco manejables. Todo lo anterior hace que los precios de fabricación, transporte y montaje de las piezas se incrementen aún más (figura 3).

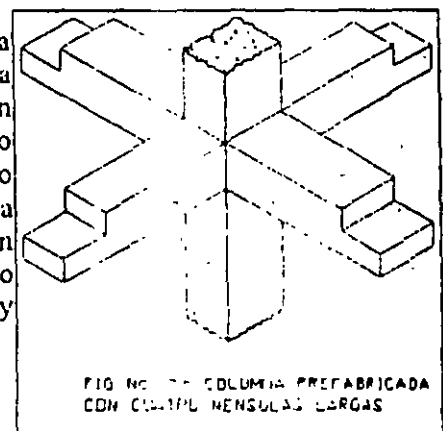
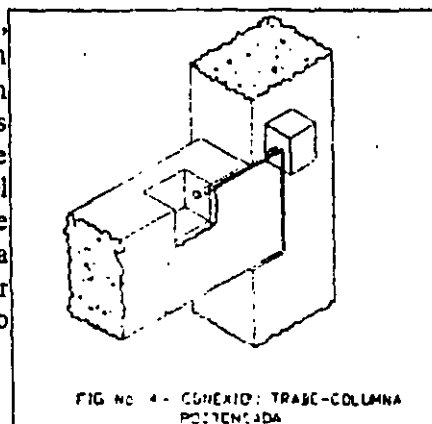
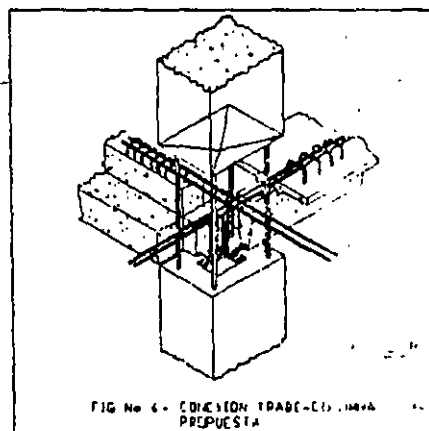
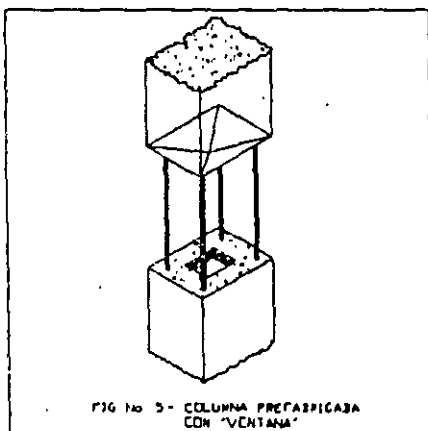


FIG. NO. 3.- COLUMNA PREFABRICADA CON CUATRO MÉNSULAS LARGAS

Con postensado.-Este tipo de conexiones no tiene problemas de ductilidad, las columnas pueden o no estar provistas de ménsulas. Cuando tienen ménsulas presentan los problemas que anteriormente mencionamos, sin embargo cuando las columnas no cuentan con ménsulas de apoyo, las trabes tendrán que soportarse temporalmente por medio de apuntalamiento. Se debe tener mucho cuidado con la posición de los ductos y anclajes para el postensado durante el diseño y fabricación de las trabes y columnas, ya que éstos deben coincidir perfectamente al momento de montar las piezas para que permitan el paso de los cables y se realice el postensado sin causar momentos adicionales a la estructura. Todo lo anterior aunado al alto costo del postensado incrementa el tiempo y costo final de la obra (figura 4).



Solución propuesta.-Este tipo de conexión proporciona un nodo que es el más parecido a los nodos monolíticos de las estructuras tradicionales. La fabricación de las columnas se simplifica en gran medida, ya que al no contar con ménsulas no es necesario cortar el fondo ni los costados de los moldes. Esto nos permite disminuir el número total de moldes necesarios al poder darles un mayor número de usos sin grandes cambios. No se requiere dejar ahogados en columnas ni trabes anclajes especiales ni elementos soldados al acero de refuerzo. El transporte se optimiza al llevar una mayor cantidad de piezas por cada viaje, bajando los costos por este concepto. El montaje de las columnas se facilita al coincidir su eje longitudinal con el centro de gravedad, lo que evita inclinaciones de las piezas al momento de izarlas. No es necesario el empleo de personal especializado para el armado y colado de los nodos, pudiéndose utilizar el mismo personal que se emplea en las construcciones tradicionales (figuras 5 y 6). Todo lo anterior permite obtener una mayor economía de tiempo y costo además de una mejor apariencia final a un bajo costo con respecto a los otros tipos de conexiones (fotos 5 y 6).



Existen una infinidad de tipos de conexiones, pero las anteriores son las más comúnmente usadas en el medio. En la Tabla 1 podemos apreciar una comparativa de las principales características de las conexiones. Sin embargo, la necesidad de encontrar una conexión más eficiente sobretodo ante los efectos sísmicos nos llevó a desarrollar una conexión diferente, que nos permite tomar la eficiencia de una estructura prefabricada sin perder las bondades estructurales de una colada "in situ". No debemos olvidar que el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal considera que las estructuras prefabricadas deben tener desplazamientos menores que las estructuras coladas "in situ", y esto se debe en parte a las conexiones. Todos los tipos de conexiones que hasta ahora se han estado usando son a base de pernos o soldadura y presentan un tipo de falla frágil, que es algo que se quiere evitar.

Tabla 1.- Comparación de grupos de conexiones.

TIPO DE CONEXIÓN	FABRICACIÓN	TRANSPORTE	MONTAJE	REQUERIMIENTOS	APARIENCIA
MÉNSULA CORTA	Complicada, sobre todo cuando se tienen ménsulas en las cuatro direcciones	Poco eficiente, se reduce el número de columnas por viaje	Se complica un poco por inclinaciones al momento de izar las columnas	Un mayor número de moldes, cortar en diferentes partes los moldes. Requiere soldadura para armado de trabes y columnas, también soldadura de campo	Ménsulas visibles en la parte inferior de las trabes, placas de acero y soldadura visibles
MÉNSULA LARGA	Muy complicada, sobre todo cuando se tienen ménsulas en las cuatro direcciones	Complicado, se minimiza el número de columnas por viaje y se necesitan accesorios especiales para su transporte	Complicado debido a la geometría de las columnas son poco manejables	Un mayor número de moldes y cortantes en diferentes partes. Requiere soldadura en armados y de campo	Junta visible en unión con trabes, soldadura y placas visibles
POSTENSADO	Se complica al requerirse gran precisión para fijar los dudos en el armado de trabes y columnas.	En caso de que las columnas no cuenten con ménsulas se simplifica	En las columnas se simplifica cuando no llevan ménsulas, pero se requiere gran precisión para hacer conodar los dudos de trabes y columnas, lo cual retrasa los tiempos de ejecución	Personal especializado para hacer los trabajos de postensado. En caso de contar con ménsulas se requiere apuntalamiento temporal	Junta visible en unión de columnas y trabes
CONEXIÓN PROPUESTA	Se simplifica, se puede dar un mayor número de usos a los moldes al no tener que cortarlos, por lo que se requiere un menor número. No es necesario fijar ningún tipo de accesorio al armado de las trabes y columnas.	Se optimiza al poder transportar una mayor número de columnas por viaje	Se simplifica mucho. No se presentan problemas de inclinación al izar las columnas, se optimiza los tiempos de ejecución	NO se necesita personal especializado ni soldadura, se pueden emplear fierros y alambres que están trabajando en la cimentación	Como se fuera una conexión monolítica, NO quedan visibles ningún tipo de junta.

DESCRIPCIÓN DE CONEXIÓN PROPUESTA

En una estructura prefabricada es deseable la continuidad de los elementos y que no tengan cambios bruscos de secciones y materiales, razón por la cual desarrollamos una conexión que se asemeja lo mejor posible al colado "in situ". La conexión propuesta es una variante en el sistema de construcción y fabricación de los elementos prefabricados.

Las preparaciones de los elementos se hacen en la planta de producción, las trabes están provistas del acero positivo necesario de acuerdo al diseño y pueden contar, si se desea, con el acero negativo; inmediatamente después del montaje de las trabes una cuadrilla de fierros comienza con el armado, cimbrado y colado de la conexión en obra, mientras se continúa con las maniobras de montaje.

Se deben tomar en cuenta ciertas consideraciones estructurales al utilizar este tipo de conexiones, ya que las primeras condiciones de apoyo y empotramiento de los elementos no son iguales a las condiciones finales. Las columnas tienen una parte hueca donde su rigidez, antes de colarse la conexión, es considerablemente menor que el resto de su sección; las trabes deben diseñarse para dos condiciones de apoyo, la primera simplemente apoyada y la segunda con continuidad en la que formarán marcos ortogonales con las columnas.

Si se tiene una estructura de varios niveles se debe revisar la primera etapa de montaje, cuando las columnas están empotradas en la cimentación y las trabes que están montadas se encuentran simplemente apoyadas, ante cargas

accidentales tales como sismo, viento e incluso posibles golpes de otras piezas al momento de montarlas, ya que en esta etapa las columnas trabajan en cantiliver y puede ser muy peligroso para la estabilidad de la estructura si se presentan desplazamientos grandes. También se recomienda en estos casos, en la medida de lo posible, colar los nodos de los niveles inferiores antes de continuar con el montaje de los niveles superiores.

Fabricación

Una de las principales ventajas, es la sencillez de los moldes para fabricar las columnas y el poco trabajo que requieren para su habilitado entre cada colado, lo que hace que se optimicen sus usos con un considerable ahorro. Por otro lado el no necesitar fijar ningún tipo de accesorio adicional, como son placas de acero o elementos para anclaje de postensado en los armados de trabes y columnas, agiliza la producción.

El colado de las columnas se realiza dejando zonas sin colar (huecas) en los diferentes niveles donde se conectarán las trabes, las que en lo futuro denominaremos "ventanas", en las cuales únicamente continuará el acero principal y si es necesario se colocarán varillas en forma de contraventeo en cada cara. El extremo inferior de las ventanas de las columnas, donde apoyarán las trabes, debe tener una superficie lisa y nivelada para evitar concentración de esfuerzos al apoyar las trabes correspondientes, y se debe dejar un pequeño hueco rectangular en el centro de la columna que haga las veces de dentellón. El otro extremo de las ventanas debe terminar en forma de punta (pirámide invertida) con una inclinación de 30° para facilitar el colado del nodo y evitar que no queden burbujas de aire atrapado, además de no presentar una superficie horizontal de contacto entre concretos de diferentes edades y evitar problemas de cortante.

También se recomienda dejar ahogado un ducto que vaya desde la punta hasta un costado superior de la columna, para permitir la salida de aire cuando se efectue el colado del nodo correspondiente. El tamaño de la ventana está en función del peralte de las trabes que se insertarán, tomándose dos veces el mayor de los peraltes medidos desde la superficie lisa inferior hasta la punta de la parte superior.

La fabricación de las trabes portantes y de rigidez también se facilita ya que tampoco requieren ningún tipo de accesorio especial, lo que agiliza el habilitado de los armados dentro de los moldes. En caso de que el ancho de las trabes lo requiera se les fabricará en sus extremos una "nariz" (reducción de su sección), en este punto debemos tener especial cuidado ya que el éxito de la conexión depende en gran parte del espacio con el que se cuente para montarlas y conectarlas. En ambos extremos de las trabes, o en la nariz si es el caso, se dejarán ductos transversales de 1/2" de diámetro a una separación de 15 cms. entre cada uno aproximadamente, éstos ductos tienen la finalidad de que una vez montadas las trabes nos permitan colocar unas varillas en forma de ganchos, que abrazarán al acero principal de la columna y funcionarán como estribos de ésta, se recomienda dejar dos líneas de ductos para asegurar que una de las dos quede fuera del acero principal previniendo posibles diferencias de longitudes al montar las columnas. No se recomienda dejar más de dos líneas de ductos para no debilitar las trabes por cortante.

Transporte -

La principal ventaja de la conexión propuesta en esta etapa se tiene en las columnas. El transporte de las columnas se optimiza de una manera muy eficiente, ya que, al no contar con ninguna ménsula se pueden colocar juntas sobre la plataforma, además de que no se necesita fabricar ningún tipo de accesorio especial para fijarlas sobre el tractocamión, de esta manera se pueden transportar una mayor cantidad de estas piezas por cada viaje y se reduce notoriamente el número total de fletes que se tienen que realizar para transportarlas, con el consecuente ahorro de tiempo y costo.

Montaje

La maniobra de montaje de las diferentes piezas que forman la estructura es bastante ágil al emplear esta conexión. Al no tener que emplear una gran cantidad de planos explicativos para colocar las diferentes piezas prefabricadas, se simplifican los trabajos tanto en la elaboración del proyecto como en el campo. No es necesario el empleo de equipo y personal especializado, como sucede en las conexiones postensadas, tampoco se requiere el uso de apuntalamientos o soportes temporales de las trabes y/o columnas y, lo que es más importante, no necesitamos utilizar soldadura de campo que además de presentar un tipo de falla frágil requiere de una estricta supervisión, es

costosa y necesita de más tiempo para realizarse, ya que normalmente se tienen que soldar las trabes a las columnas antes de poder montar las losas o sistemas de piso, lo que hace que el tiempo total de la maniobra de montaje aumente.

Primeramente se insertan las columnas en los candeleros (huecos) previamente dejados en la cimentación y se fijan temporalmente con cuñas de madera, posteriormente se empotran por medio del colado de la junta entre columna y candelero con un mortero con estabilizador de volumen, una vez que el colado de empotramiento ha alcanzado la resistencia de diseño se procede a cortar las varillas de contraventeo de las "ventanas", si es que existieran. Ahora las columnas se encuentran listas para recibir a las trabes portantes y de rigidez, éstas se insertan inclinandolas lo que sea necesario hasta colocarlas en su lugar, esta maniobra puede parecer complicada de realizar sin embargo no lo es y en la práctica es bastante rápida de realizar (fotos 1, 2 y 3).

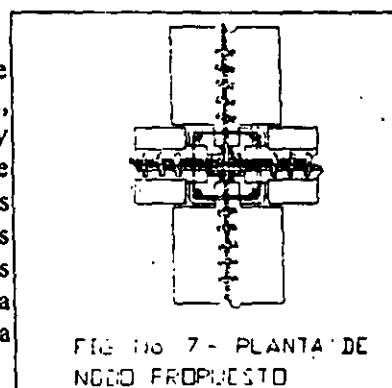


FIG. NO. 7 - PLANTA DE NUDO PROPUESTO

Una vez colocadas en su lugar las columnas y las trabes se procede al armado de los nodos correspondientes (foto 4), esta actividad se traslapa con la maniobra de montaje de los demás elementos de la estructura para evitar tiempos muertos, el armado de los nodos consiste en lo siguiente: Conectar el acero positivo de las trabes por medio de estribos interiores, habilitar el acero negativo correspondiente de cada trabe, esto representa una ventaja ya que este acero es continuo y se sujeta por medio de estribos abierto previamente ahogados en las trabes, finalmente se colocan los ganchos que pasando através de los ductos dejados en las trabes abrazan al acero principal de las columnas, haciendo la función de estribos (fotos 3 y 4). Una vez terminado el armado de los nodos se procede a su cimbrado y colado, si la geometría de las trabes lo permite se pueden fabricar cimbras metálicas para agilizar el proceso y bajar costos, para el colado se utiliza concreto de la misma resistencia que las columnas con estabilizador de volumen (figuras 7 y 8).

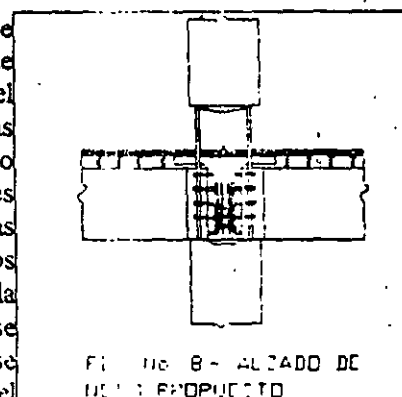


FIG. NO. 8 - ALZADO DE NUDO PROPUESTO

El montaje de las losas prefabricadas o el sistema de piso que se este empleando se pueda realizar antes o después del colado de los nodos, dependiendo del diseño de las trabes, únicamente se recomienda colar los nodos de los niveles inferiores antes de montar las losas de los niveles superiores por seguridad de la estructura.

CONCLUSIONES

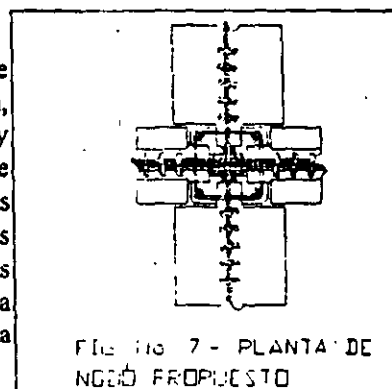
La utilización de la conexión columna-trabe para elementos prefabricados propuesta en este trabajo, tiene muchas ventajas sobre las utilizadas hasta ahora en el mercado, ventajas en la fabricación, transporte, montaje, tiempo, costo y seguridad estructural, que resulta en una herramienta muy poderosa para el desarrollo y repunte de las estructuras prefabricadas en el futuro.

REFERENCIAS

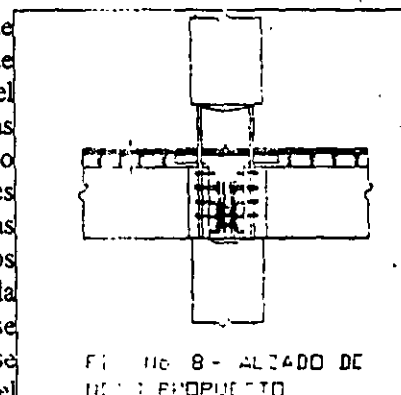
- Arthur H. Nilson, (1982), "Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado".
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., (1966), "Detalles de Conexiones para Edificios de Concreto de Elementos Presforzados Precolados".
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C, (1976), "Diseño de Conexiones de Elementos Prefabricados de Concreto".
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C, (1981), "Diseño de Vigas de Concreto Presforzados".
- Oscar M. Gonzalez Cuevas, Francisco Robles F.-V., (1986), "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado".
- Prestressed Concrete Institute, (1988), "Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete".

costosa y necesita de más tiempo para realizarse, ya que normalmente se tienen que soldar las trabes a las columnas antes de poder montar las losas o sistemas de piso, lo que hace que el tiempo total de la maniobra de montaje aumente.

Primeramente se insertan las columnas en los candeleros (huecos) previamente dejados en la cimentación y se fijan temporalmente con cuñas de madera, posteriormente se empotran por medio del colado de la junta entre columna y candelero con un mortero con estabilizador de volumen, una vez que el colado de empotramiento ha alcanzado la resistencia de diseño se procede a cortar las varillas de contraventeo de las "ventanas", si es que existieran. Ahora las columnas se encuentran listas para recibir a las trabes portantes y de rigidez, éstas se insertan inclinandolas lo que sea necesario hasta colocarlas en su lugar, esta maniobra puede parecer complicada de realizar sin embargo no lo es y en la práctica es bastante rápida de realizar (fotos 1, 2 y 3).



Una vez colocadas en su lugar las columnas y las trabes se procede al armado de los nodos correspondientes (foto 4), esta actividad se traslapa con la maniobra de montaje de los demás elementos de la estructura para evitar tiempos muertos, el armado de los nodos consiste en lo siguiente: Conectar el acero positivo de las trabes por medio de estribos interiores, habilitar el acero negativo correspondiente de cada trabe, esto representa una ventaja ya que este acero es continuo y se sujeta por medio de estribos abierto previamente ahogados en las trabes, finalmente se colocan los ganchos que pasando através de los ductos dejados en las trabes abrazan al acero principal de las columnas, haciendo la función de estribos (fotos 3 y 4). Una vez terminado el armado de los nodos se procede a su cimbrado y colado, si la geometría de las trabes lo permite se pueden fabricar cimbras metálicas para agilizar el proceso y bajar costos, para el colado se utiliza concreto de la misma resistencia que las columnas con estabilizador de volumen (figuras 7 y 8).



El montaje de las losas prefabricadas o el sistema de piso que se este empleando se puede realizar antes o después del colado de los nodos, dependiendo del diseño de las trabes, únicamente se recomienda colar los nodos de los niveles inferiores antes de montar las losas de los niveles superiores por seguridad de la estructura.

CONCLUSIONES

La utilización de la conexión columna-trabe para elementos prefabricados propuesta en este trabajo, tiene muchas ventajas sobre las utilizadas hasta ahora en el mercado, ventajas en la fabricación, transporte, montaje, tiempo, costo y seguridad estructural, que resulta en una herramienta muy poderosa para el desarrollo y repunte de las estructuras prefabricadas en el futuro.

REFERENCIAS

- Arthur H. Nilson, (1982), "Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado".
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., (1966), "Detalles de Conexiones para Edificios de Concreto de Elementos Presforzados Precolados".
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. (1976), "Diseño de Conexiones de Elementos Prefabricados de Concreto".
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. (1981), "Diseño de Vigas de Concreto Presforzados".
- Oscar M. Gonzalez Cuevas, Francisco Robles F.-V., (1986), "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado".
- Prestressed Concrete Institute, (1988), "Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete".

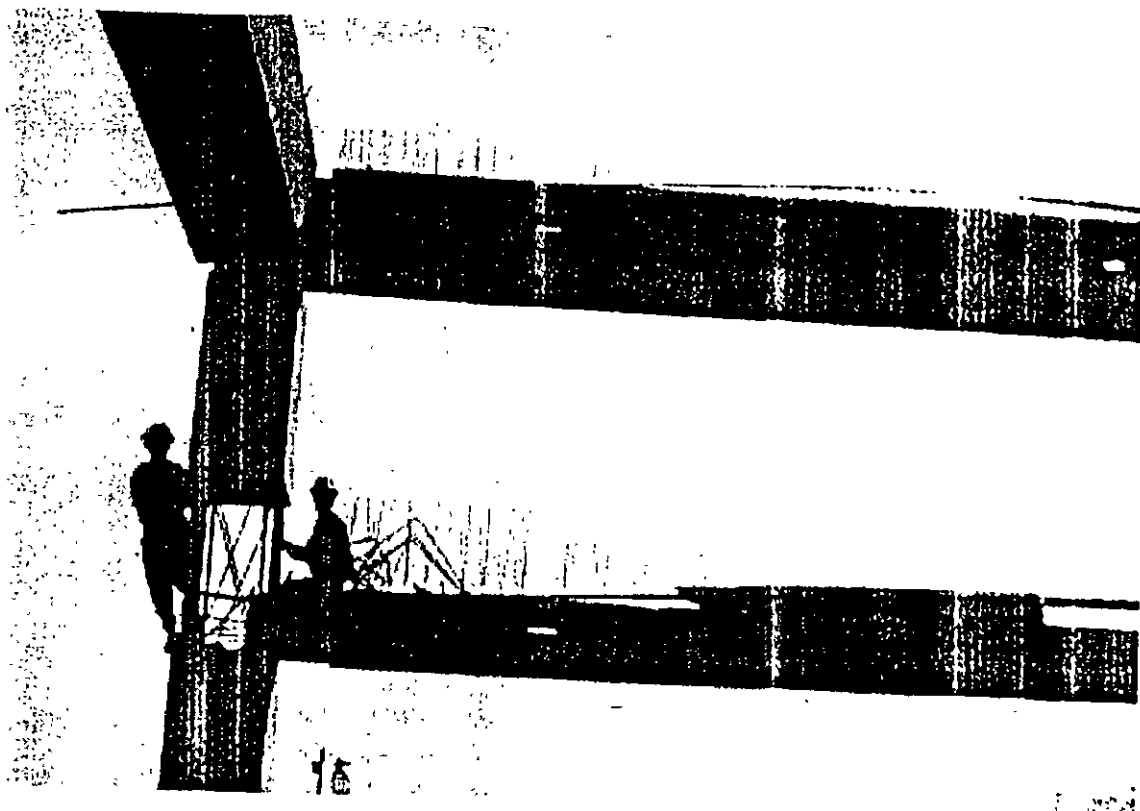


FOTO No. 1.- INSERCIÓN DE TRABES EN "VENTANAS" DE
COLUMNAS PREFABRICADAS (CONEXIÓN
PROPUESTA)

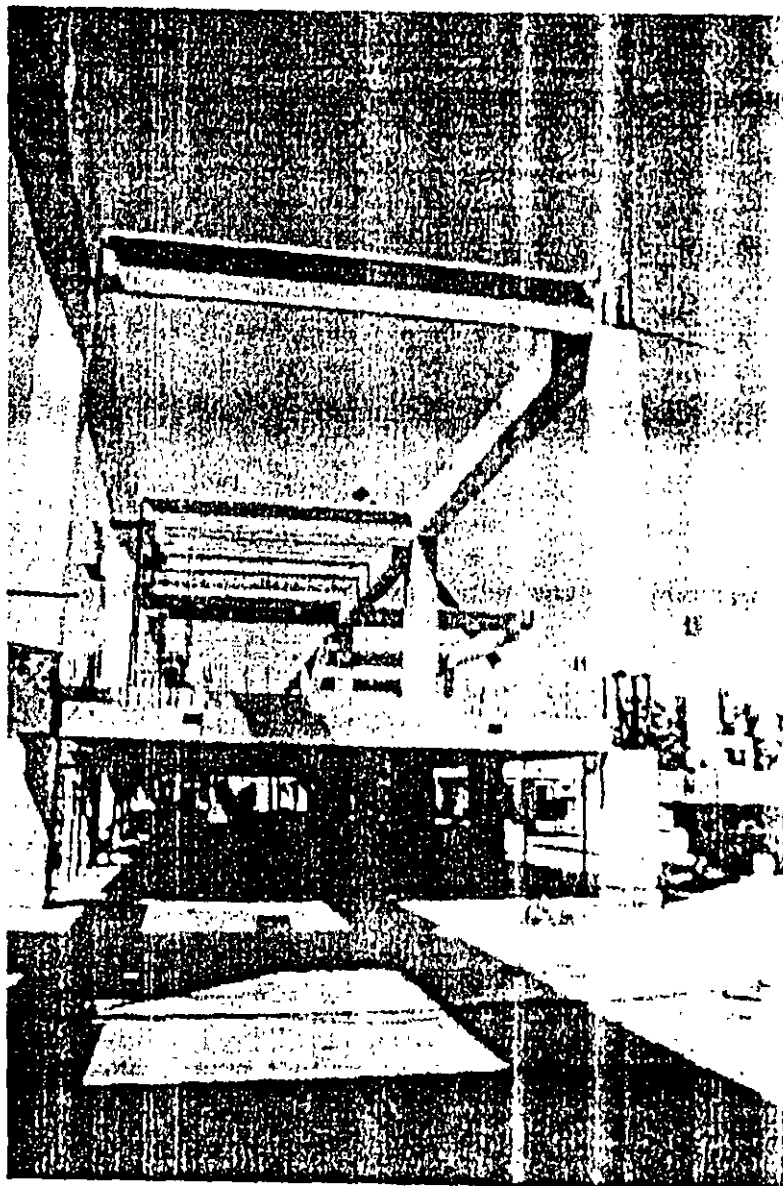


FOTO No. 2.- VISTA DE TRABES INSERTADAS EN "VENTANAS" DE COLUMNAS (CONEXION PROPUESTA)

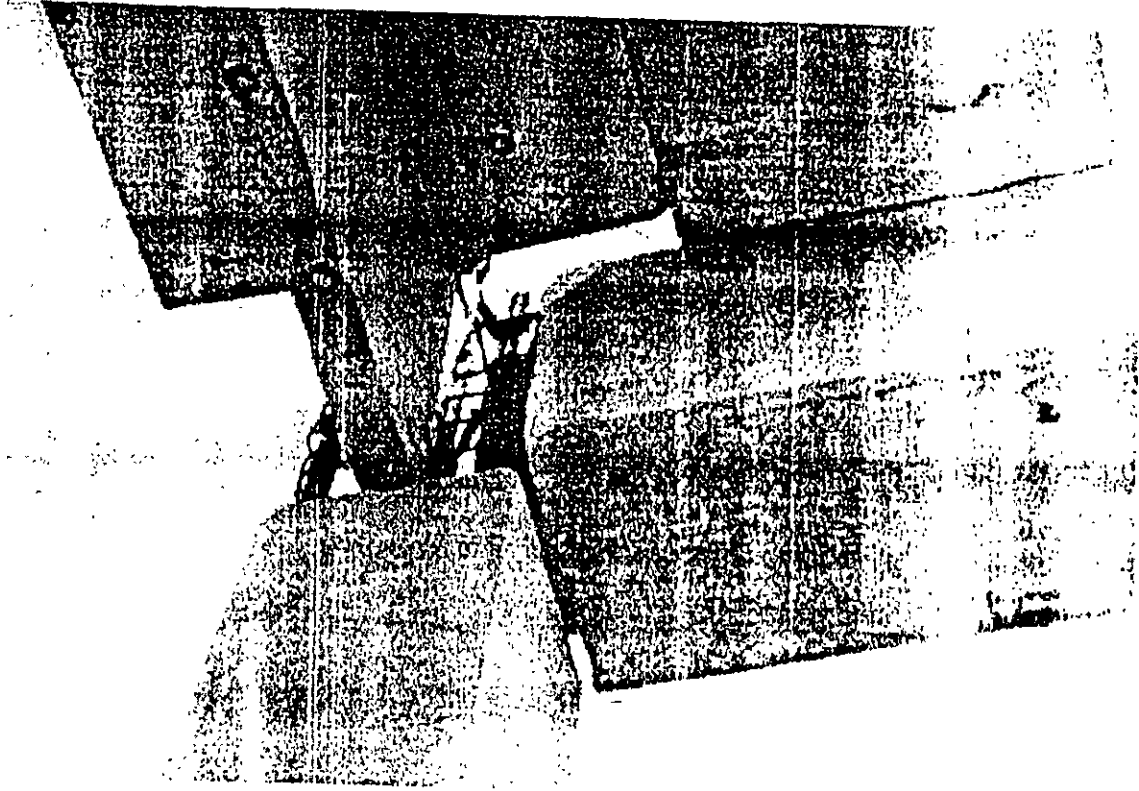


FOTO No. 3.- DETALLE DE MONTAJE DE TRABES (CONEXION
PROPUESTA)

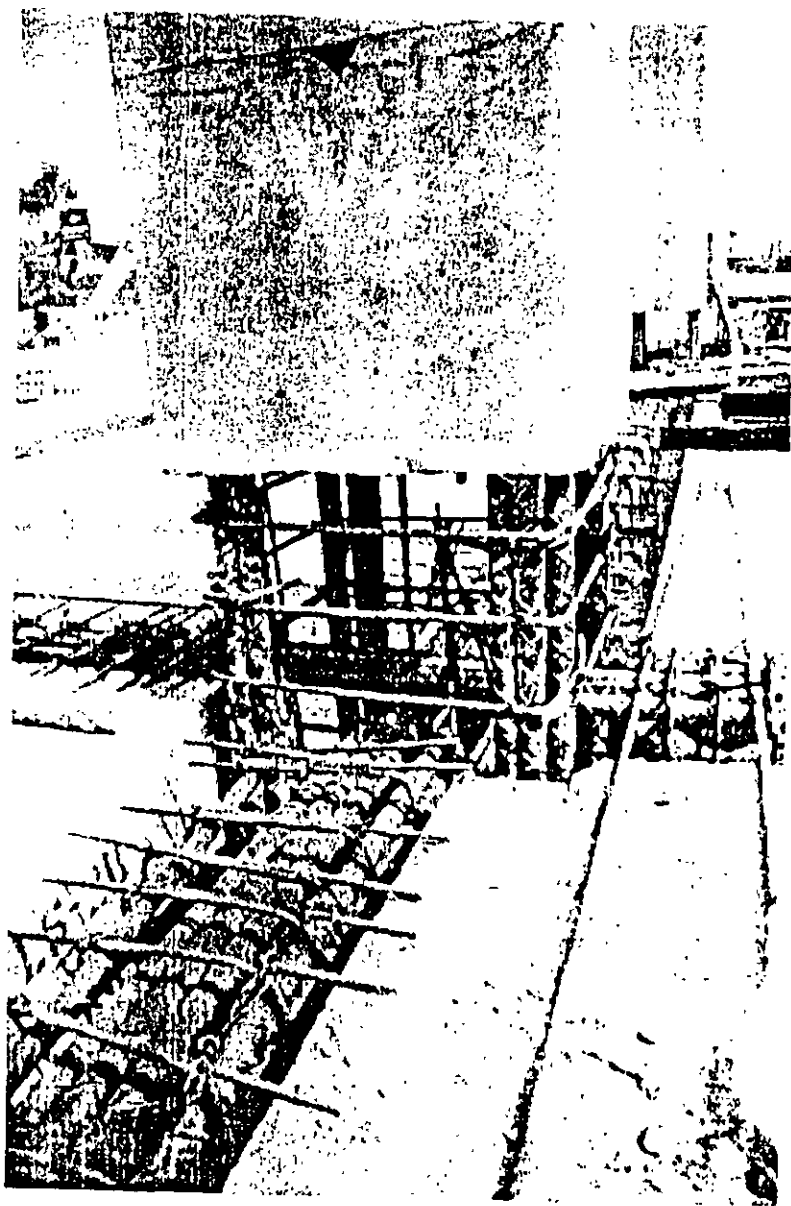


FOTO No. 4.- DETALLE DE ARMADO DE NODO

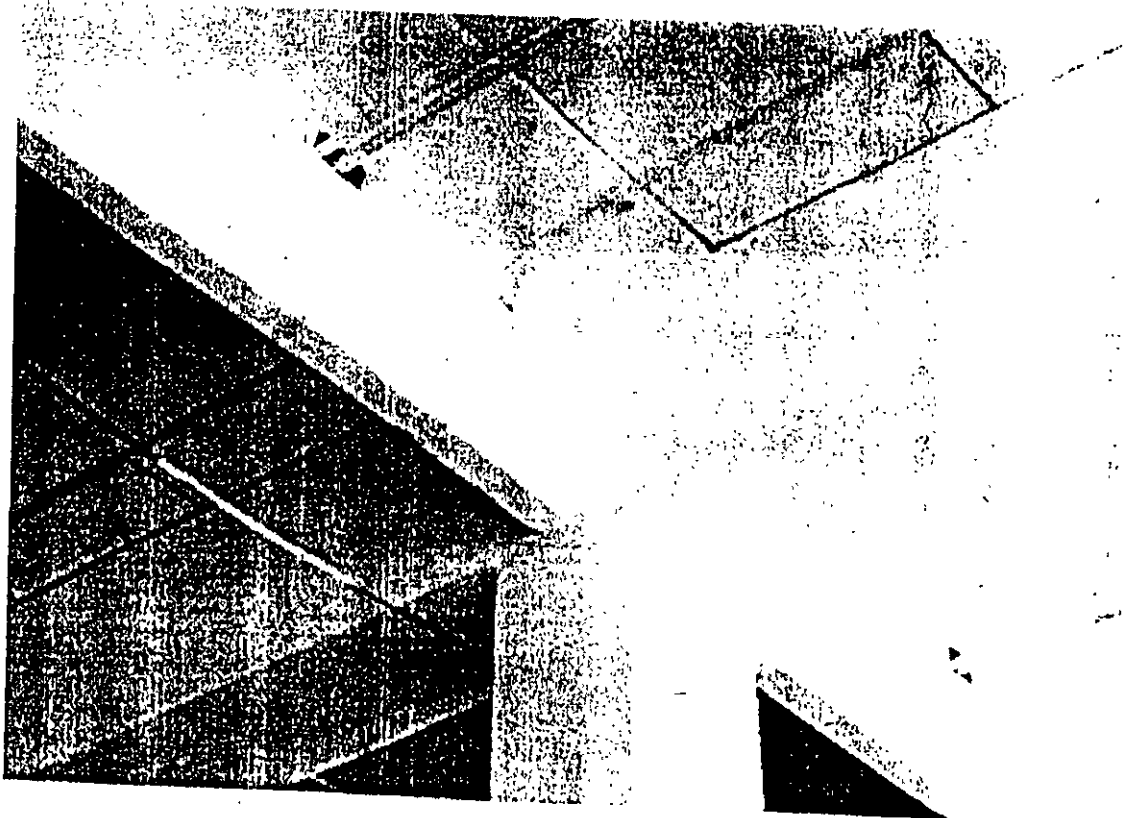


FOTO No. 5.- DETALLE DE CONEXION PROPUESTA. OBRA:
HIPERMERCADO AUCHAN - TLATELOLCO, CD. DE
MEXICO

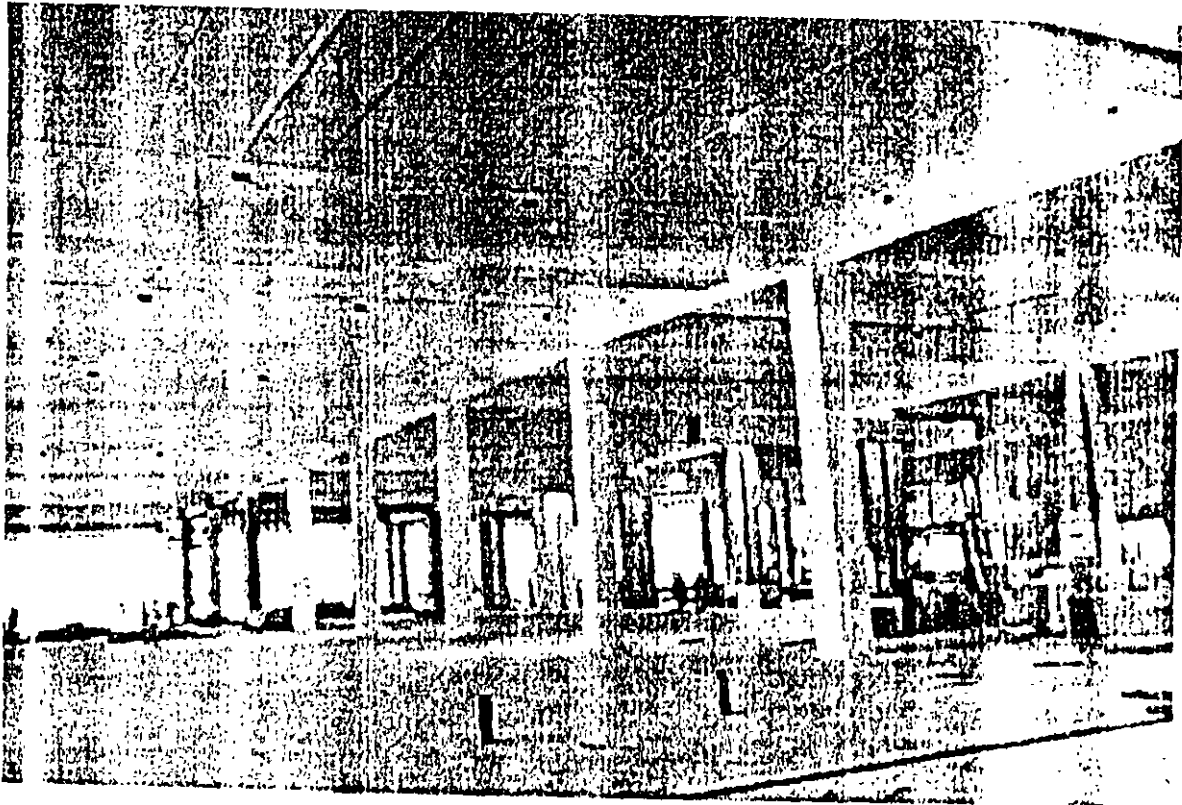


FOTO No: 6.- VISTA INTERIOR DE HIPERMERCADO AUCHAN-
TLATELOLCO, CD. DE MEXICO

ya que en esta etapa las columnas trabajan como péndulos invertidos y puede ser muy peligroso para la estabilidad de la estructura si se tienen desplazamientos grandes. También se recomienda en estos casos, en la medida de lo posible, colar los nodos de los niveles inferiores antes de continuar con el montaje de los niveles superiores.

Tabla No. 1 - Comparativa de grupo de conexiones mas usadas :

TIPO DE CONEXIÓN	FABRICACIÓN	TRANSPORTE	MONTAJE	REQUERIMIENTOS	APARIENCIA
MÉNSULA CORTA	Complicada, sobre todo cuando se tienen ménsulas en las cuatro direcciones	Poco eficiente, se reduce el número de columnas por viaje	Se complica un poco por inclinaciones al momento de izar las columnas	Un mayor número de moldes, cortar en diferentes partes los moldes. Requiere soldadura para armado de trabes y columnas, también soldadura de campo	Ménsulas visibles en la parte inferior de las trabes, placas de acero y soldadura visibles
MÉNSULA LARGA	Muy complicada, sobre todo cuando se tienen ménsulas en las cuatro direcciones	Complicado, se minimiza el número de columnas por viaje y se necesitan accesorios especiales para su transporte	Complicado debido a la geometría de las columnas son poco manejables	Un mayor número de moldes y cortarlos en diferentes partes. Requiere soldadura en armados y de campo	Junta visible en unión con trabes, soldadura y placas visibles
POSTENSADO	Se complica al requerirse gran precisión para fijar los ductos en el armado de trabes y columnas.	En caso de que las columnas no cuenten con ménsulas se simplifica	En las columnas se simplifica cuando no llevan ménsulas, pero se requiere gran precisión para hacer coincidir los ductos de trabes y columnas, lo cual retrasa los tiempos de ejecución	Personal especializado para hacer los trabajos de postensado. En caso de contar con ménsulas se requiere apuntalamiento temporal	Jointas visibles en unión de columnas y trabes.
CONEXIÓN PROPUESTA	Se simplifica, se puede dar un mayor número de usos a los moldes al no tener que cortarlos, por lo que se requiere un menor número. No es necesario fijar ningún tipo de accesorio al armado de las trabes y columnas.	Se optimiza al poder transportar una mayor número de columnas por viaje.	Se simplifica mucho. No se presentan problemas de inclinación al izar las columnas, se optimiza los tiempos de ejecución	NO se necesita personal especializado ni soldadura, se pueden emplear forjados y alfileres, que están trabajando en la cimentación	Como se fuera una conexión monolítica, NO quedan visibles ningún tipo de junta



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

**ALTERNATIVAS PARA CONTROLAR LA RESPUESTA SÍSMICA DE LOS
EDIFICIOS**

**DRA. SONIA E. RUÍZ GÓMEZ
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

ALTERNATIVAS PARA CONTROLAR LA RESPUESTA SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS

Dr. Sonia Elda Ruiz Gómez
Presidente de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica
Académica de Número de la Academia Mexicana de Ingeniería

Trabajo de ingreso que presentó la autora el 22 de octubre de 1998 en la Academia Mexicana de Ingeniería como Académica de Número en la Comisión de Especialidad de Ingeniería Civil.

INTRODUCCIÓN

En la literatura técnica internacional sobre ingeniería estructural se han propuesto distintas soluciones orientadas a controlar las aceleraciones y los desplazamientos en las construcciones sujetas a la acción de cargas dinámicas producidas por sismo, viento, vibraciones mecánicas, etc. Estas soluciones pueden funcionar en forma pasiva o activa (estas últimas con la ayuda de un sistema de cómputo). Las pasivas se basan principalmente en aumentar el amortiguamiento del conjunto estructural incluyendo la cimentación, en modificar el (los) periodo(s) de vibrar de las estructuras o en una combinación de estas dos acciones. Las activas registran la respuesta del sistema durante un temblor y, con base en esta información, modifican en diversos tiempos los valores instantáneos de las propiedades mecánicas (rigideces, amortiguamientos) de algunos componen-

tes del sistema, o introducen fuerzas externas adicionales, de manera de contrarrestar parcialmente los efectos desfavorables de las perturbaciones naturales que afectan a dicho sistema.

Lo anterior se puede lograr añadiendo a la estructura dispositivos tales como disipadores de energía, amortiguadores de masa resonante, aisladores de base, o combinaciones de éstos.

En la actualidad existe en el mundo un número importante de edificios en los que se han empleado estos dispositivos para controlar la respuesta causada por la acción del viento, por la del sismo, o por otro tipo de solicitaciones. Este trabajo se enfoca a la acción sísmica y a los sistemas de control pasivo. El presente *trabajo* pretende presentar una visión global sobre el tema, con énfasis en los estudios realizados por la autora y su grupo de trabajo.

Muchos profesionales, y sobre todo un gran número de posibles usuarios, no están aún convencidos de que se justifique invertir en estas soluciones innovadoras, sino que prefieren adoptar soluciones tradicionales. Mientras tanto, se continúan realizando estudios en varios países con alto riesgo sísmico (principalmente en Estados Unidos de América, Japón, Italia, Canadá, Nueva Zelanda y China) para tratar de comprender mejor las ventajas y desventajas de estos sistemas.

México ha participado de la inquietud por conocer más sobre este tipo de soluciones, desde hace aproximadamente diez años (Del Valle, 1988). Prueba de ello es que durante el último Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica llevado a cabo en 1996 en nuestro país, México ocupó el séptimo lugar en número de artículos presentados sobre el tema (Ruiz, 1996). Por otro lado, también se constató el interés de profesionistas e investigadores mexicanos sobre

esta materia durante el Simposio sobre "Disipadores de energía para controlar la respuesta sísmica de edificios" organizado recientemente por la SMIS - Delegación Estado de México.

A continuación se presenta una visión general sobre dos tipos de dispositivos reductores de la respuesta sísmica: disipadores de energía y amortiguadores de masas resonantes.

DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA

Tipos de elementos disipadores

Con el fin de controlar la respuesta sísmica se han propuesto diferentes materiales, formas y mecanismos enfocados a aumentar el amortiguamiento de las estructuras. Esto puede lograrse mediante dispositivos que se añaden a la estructura sin incrementar ni su rigidez ni su resistencia total, tales como los disipadores viscosos, o bien mediante dispositivos que, a la vez que aumentan el amortiguamiento, incrementan dichas propiedades mecánicas, como los disipadores histeréticos, los de fricción y los viscoelásticos. Cada uno de estos tipos presenta propiedades específicas que deben considerarse para su diseño.

Los dispositivos de energía de tipo viscoso se caracterizan porque al deformarse desarrollan fuerzas que son proporcionales a su velocidad de deformación. El ejemplo típico es el de un cilindro con un pistón y uno o varios orificios por los que puede escurrir un fluido viscoso. La curva carga-deformación de uno de estos elementos es similar a la de la figura 1a, en donde se observa que la carga adquiere su máximo para el momento en que la deformación es nula, mientras que la primera es nula para cuando la segunda alcanza su máximo. En la figura 1b se muestra la curva carga deformación para un elemento de tipo viscoelástico, caracterizado porque la fuerza que desarrolla consta de dos componentes fuera de fase: una

proporcional a la deformación y otra proporcional a la velocidad de deformación, la primera alcanza su máximo cuando la segunda es nula, y viceversa.

En las figuras 1c y 1d se presentan las curvas carga-deformación de dos elementos disipadores de tipo histerético; la primera de ellas representa el comportamiento de un elemento fabricado con un material capaz de desarrollar comportamiento dúctil. La segunda curva respresenta el comportamiento de una conexión que desarrolla parte de su capacidad mediante fuerzas de fricción: la junta no se deforma mientras la fuerza sobre ella no supere la fuerza de fricción; cuando esto ocurre, la junta se deforma manteniendo constante la carga.

Algunas de las características especiales que se deben considerar para el diseño de los dispositivos antes descritos son las siguientes:

- En relación con los elementos viscosos, debe considerarse que su resistencia se encuentra fuera de fase con su deformación, por lo que los momentos de volteo de la estructura no se incrementan de la misma manera que ocurriría si se tratase, por ejemplo, de disipadores histeréticos.

- Para los disipadores viscoelásticos debe considerarse en forma especial que su comportamiento depende de la frecuencia de la excitación, de la temperatura y del nivel de su deformación por cortante. Estos disipadores absorben energía aún cuando sus deformaciones relativas sean muy pequeñas.

- Los disipadores basados en la fluencia de metales (como el acero y el plomo) sólo disipan energía después de que se alcanza su límite de fluencia. Para que estos disipadores trabajen en forma eficiente es necesario que sus deformaciones sean entre moderadas y altas (por ejemplo

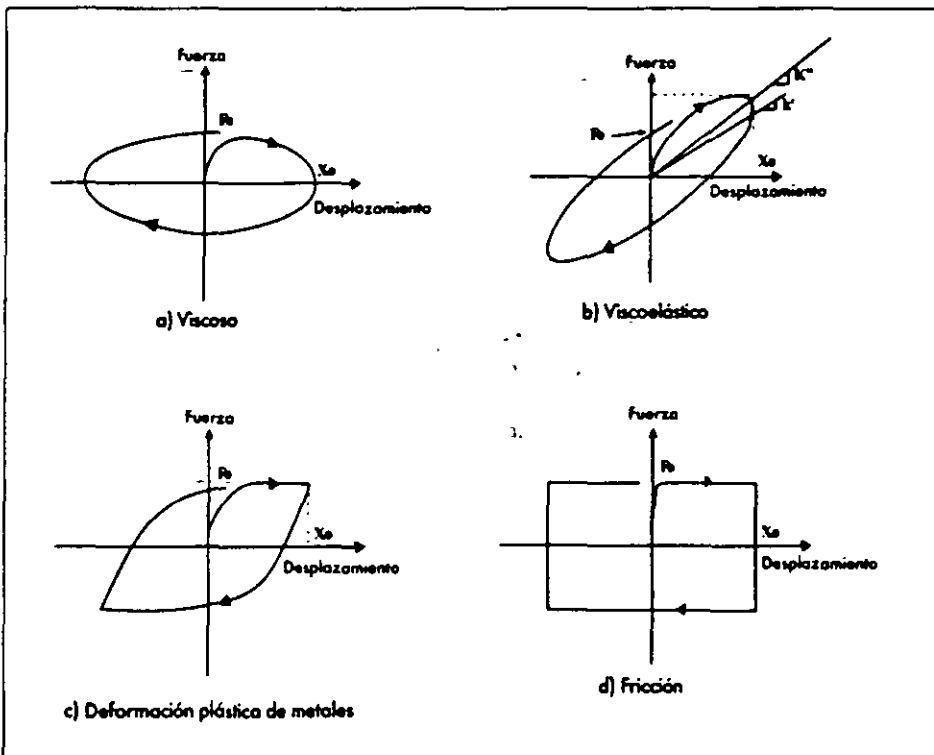


Figura 1.- Comportamiento carga-deformación idealizado de diferentes tipos de disipadores de energía

el edificio en donde se coloquen, presente deformaciones grandes de entrepiso). La energía que disipan estos elementos se transforma en calor por el trabajo mecánico de placas o elementos sujetos a flexión, torsión, rolado por flexión, etc. Generalmente este tipo de disipadores puede desarrollar un gran número de ciclos ante cargas alternadas sin que se degrade ni su resistencia ni su rigidez.

- Para los disipadores de fricción se debe tomar en cuenta que debido a los cambios bruscos de su rigidez se pueden llegar a excitar modos superiores de vibración. Los disipadores de este tipo generalmente no actúan ante temblores de intensidad pequeña y moderada.

Experiencia en México

En nuestro país se han reforzado varios edificios con disipadores histeréticos de energía tipo ADAS (Martínez Romero, 1993), y uno con placas de acero sometidas a fricción (Sánchez Martínez, 1993). Recientemente se construyó un edificio de acero con disipadores viscoelásticos (Miranda, 1998) en Santa Fe, al oeste de la ciudad de México, y además, dos torres altas con disipadores histeréticos (ADAS) en Acapulco, Gro.

En una revisión bibliográfica realizada recientemente por la autora (Ruiz, 1998) se menciona que la mayor parte de los estudios realizados en nuestro país sobre disipación de energía sísmica son de tipo analítico y que se han dedicado muy pocos esfuerzos a la parte experimental. Los estudios de tipo analítico tratan principalmente sobre disipadores pasivos de energía de tipo histerético (ADAS, TADAS y soleras en forma de U).

En México se ha analizado la respuesta estructural de varias decenas de edificios con disipadores histeréticos y sin éstos, con periodos comprendidos entre 0.75 y 2.5s (Tena Colunga, 1998, Ruiz, 1998, etc). La mayor parte de los análisis se refieren

a edificios ubicados en el terreno blando de la ciudad de México, y sólo algunos de ellos, a edificios en terreno de transición. Frecuentemente se emplea como excitación de diseño la componente Este-Oeste del registro obtenido en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes el 19 de septiembre de 1985 (SCT-1985). Es deseable ampliar estos estudios para otras condiciones de terreno local.

Variables que afectan la eficiencia de los elementos disipadores de energía

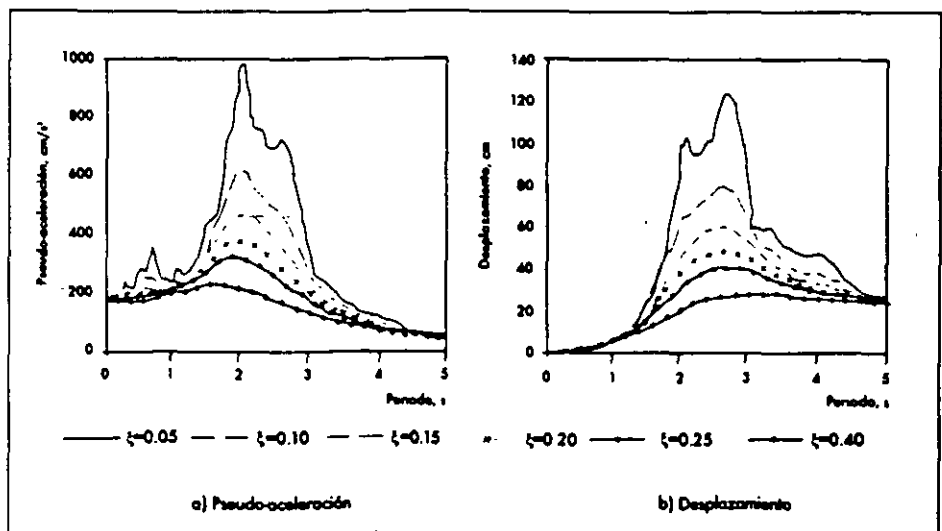
La reducción en la respuesta máxima que proporciona el incremento de amortiguamiento en las estructuras se puede visualizar de manera simplificada a través de los espectros de aceleración y desplazamiento. Supónganse, por ejemplo, los espectros de pseudo-aceleraciones y de desplazamientos del registro SCT-1985 lineal ($\mu = 1$) y no lineal ($\mu = 2$, con una rigidez de postfluencia igual a 3% de la rigidez inicial) para diferentes amortiguamientos críticos, 5, 10, 15, 20, 25 y 40%, como los que muestran las figuras 2 y 3. En la primera de éstas se puede observar que las aceleraciones lineales ($\mu = 1$) se reducen considerablemente al incrementar el amortiguamiento de 5 a 25% dentro del inter-

valo de periodos comprendido entre 1.5 y 3s, aproximadamente. Algo similar sucede de cerca del periodo 0.7s. Sin embargo, se puede apreciar que fuera de estos intervalos la reducción de la aceleración, y por lo tanto, de la fuerza cortante basal, es poco significativa. Asimismo, se puede observar de la figura 2b que a mayor amortiguamiento los desplazamientos máximos son menores, especialmente dentro del intervalo entre 1.8 y 4.0s. El mismo ejercicio puede hacerse para los sistemas que presentan un comportamiento no lineal moderado ($\mu = 2$). También en este caso (figuras 3a y b) el efecto en la reducción de la respuesta es mucho menor cuando el amortiguamiento crítico aumenta de 25 a 40%, que cuando pasa de 5 a 25%.

Lo anterior, constata el hecho conocido de que introducir amortiguamiento viscoso en las estructuras da lugar a una respuesta estructural menor. La decisión de introducirlo en una construcción dependerá principalmente de un análisis costo-beneficio.

La interpretación sobre la adición de amortiguamiento no viscoso en las estructuras se puede hacer de manera similar; sin embargo, en este caso se debe tomar en cuenta que algunos tipos de disipadores introducen, además de amortiguamiento,

Figura 2. Espectros lineales del registro SCT-85 para diferentes amortiguamientos.



una rigidez adicional a la estructura, y por lo tanto hacen que su periodo de vibración disminuya.

Para explorar la conveniencia de reforzar un edificio con contravientos o con disipadores de energía histeréticos se puede seguir un razonamiento similar al de los párrafos anteriores. Para ilustrar esto en seguida se mencionan los resultados de un estudio realizado recientemente sobre un edificio en el que se deseaba saber si era más conveniente reforzarlo con contravientos o con disipadores de energía (Limón y Ruiz, 1997). Su periodo inicial es de 2s. El sismo de diseño se consideró igual al del registro SCT-1985. En este caso se demostró que el edificio con contravientos presentaba un comportamiento casi lineal y que su periodo fundamental de vibración era de 1.3s. También se calculó que el edificio desarrollaba un cortante sísmico basal igual a 0.24 ante la acción del registro mencionado. Estas cifras pueden verse de manera aproximada en la figura 2a, correspondiente al espectro lineal de aceleraciones SCT-1985.

Como solución alternativa, se consideró el edificio reforzado con disipadores de energía. Se ensayaron tres diferentes distribuciones espaciales de los disipadores, considerando diferentes tipos de ellos (TADAS y soleras en U). Los promedios de las demandas de ductilidad globales de los tres edificios reforzados con disipadores resultaron iguales a 1.12, 2.57 y 2.62, y los coeficientes sísmicos basales iguales a 0.23, 0.22 y 0.23. Los periodos de vibración efectivos (tomando en cuenta las reducciones de rigidez asociadas con el comportamiento no lineal de los sistemas) en los edificios con disipadores se encuentran entre 1.33 y 2s. En la figura 3a ($\mu = 2$) se puede comprobar que para un periodo de 1.5s la ordenada espectral correspondiente, para un amortiguamiento crítico de 5%, es de 0.22 aproximadamente.

Los resultados del análisis hacen ver que en estos casos los cortantes basales del

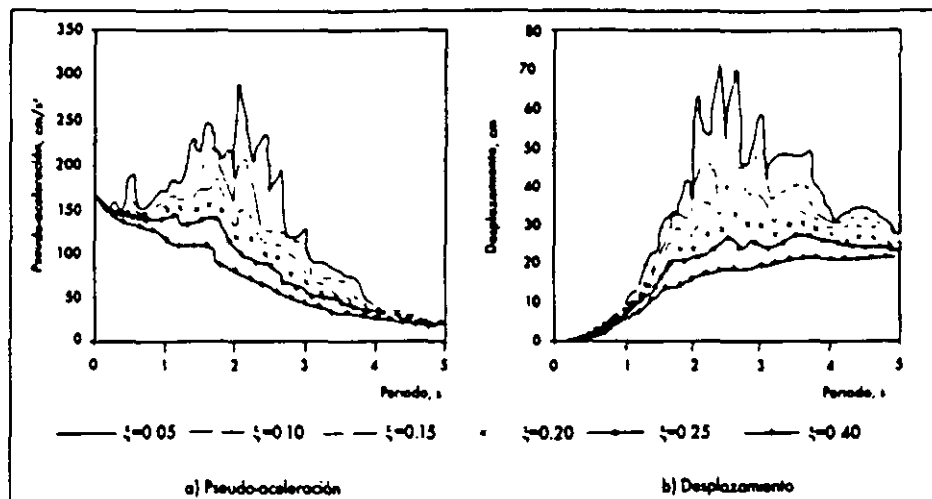


Figura 3. Espectros no lineales del registro SCT-85 para diferentes amortiguamientos demanda de ductilidad $\mu = 2$.

edificio tienen valores similares cuando se utilizan contravientos y cuando se usan disipadores. Sin embargo, es obvio que el refuerzo con contravientos tiene un costo de construcción menor que la solución con disipadores.

Por otro lado, en la figura 2b puede verse que los desplazamientos del sistema para un periodo de 1.3s y $\mu = 1$ son menores que los de la estructura con un periodo de 1.5s y $\mu = 2$ (figura 3b), ambas con amortiguamiento crítico de 5%. Esto concuerda con los desplazamientos obtenidos para el edificio de múltiples niveles y crujeas reforzado con contravientos (figura 2b) o con disipadores (figura 3b).

Con un análisis similar al anterior se puede hacer ver que, en el caso de que la estructura por reforzar tuviera un periodo muy largo, tal que se encontrara muy a la derecha de la zona descendente del espectro, los cortantes basales resultarían mayores para la estructura reforzada con contravientos que para la reforzada con disipadores. En este caso los momentos de volteo y las fuerzas axiales sobre la cimentación serían más grandes para el caso con contravientos, por lo que la mejor solución sería utilizar disipadores (Martínez Romero, 1993; Gómez et al, 1993).

Estudios sobre modelos simplificados

Los razonamientos de los párrafos precedentes se basan en sistemas muy simplificados de un grado de libertad, en los que no se toman en cuenta variables tales como sobre-resistencia, degradación de las propiedades mecánicas de la estructura que contiene a los disipadores, etc. En la literatura se han explorado varias formas de representar el comportamiento no lineal de edificios mediante sistemas simplificados de un grado de libertad (1gdl). El grupo de trabajo supervisado por la autora actualmente calibra un método basado en un análisis estático no lineal ("push over") para relacionar la respuesta no lineal de edificios con disipadores con la de sistemas equivalentes de 1gdl constituidos por una masa y dos elementos estructurales. El que representa al edificio se degrada ante cargas cíclicas, mientras que el que representa al sistema disipador no se degrada (figura 4). Los resultados obtenidos (Bardillo et al, 1998) hacen ver que es posible representar de forma aproximada el comportamiento no lineal de edificios con disipadores a través de sistemas simplificados de 1gdl. Algunos resultados de estos estudios se presentan en las figuras 5 y 6.

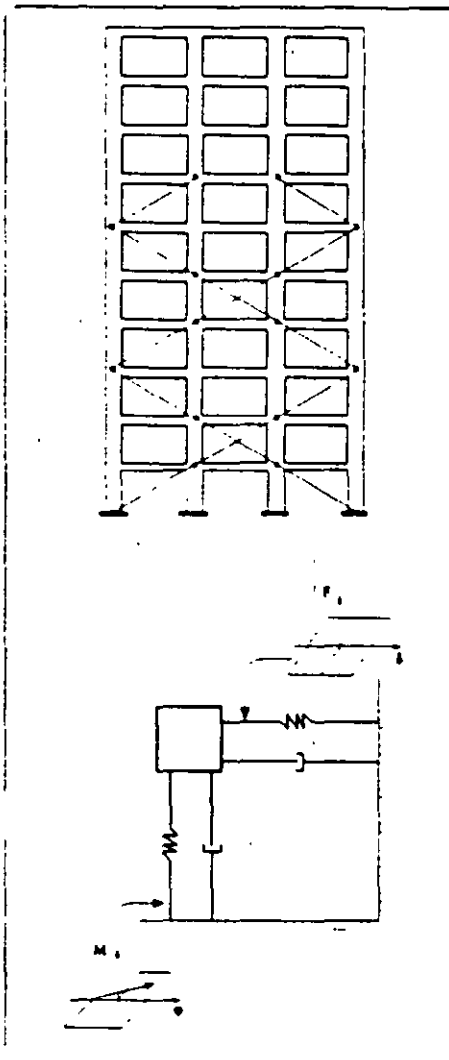


Figura 4.- Marco con disipadores y su correspondiente sistema equivalente de 1gdl.

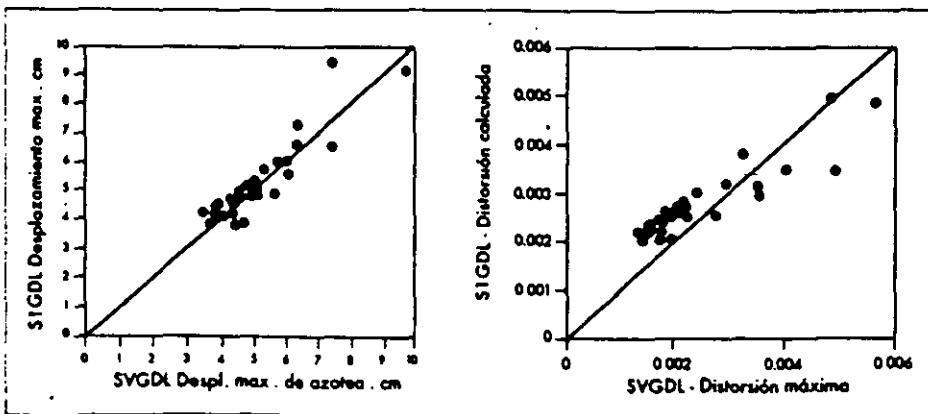


Figura 5.- Respuestas de sistema de un edificio de diez niveles con disipadores y su sistema equivalente de 1gdl con disipadores.

5a y b. En éstas se muestran el desplazamiento máximo obtenido en la azotea de un edificio de diez niveles con disipadores (SVGDL) y el del sistema de 1gdl equivalente (figura 5a), así como la distorsión máxima de entrepiso (figura 5b). Las estructuras se someten a la acción de 29 sismos simulados a partir del registro SCT-1985. Se observa que los resultados del sistema simplificado son aceptables.

Obviamente, los resultados de un sistema de 1gdl no proporcionan información sobre otros aspectos importantes de diseño, como por ejemplo la distribución espacial óptima de los disipadores en un edificio. Para ello es necesario llevar a cabo estudios de estructuras de múltiples grados de libertad en dos o en tres dimensiones. Para estas últimas es importante analizar el efecto de torsión causado por excentricidades provocadas por los disipadores, por ejemplo, por una instalación defectuosa, por defectos de construcción de los mismos o por falta de mantenimiento. Este tema amerita mayor estudio, ya que ha sido muy poco explorado, tanto en el medio internacional como en el nuestro.

Con respecto a la distribución de disipadores se analizó la respuesta de un marco estructural plano de diez niveles con disipadores colocados según ocho arreglos espaciales distintos (ver figura 6). Los auto-

res (Urrego, Ruiz y Silva, 1993) hacen ver que los arreglos más convenientes son aquellos en que las diagonales están dispuestas de manera de evitar la ocurrencia de grandes fuerzas axiales sobre las columnas que transmiten los momentos de volteo a la cimentación. En la figura 6 se muestran los ocho arreglos. De éstos, los más convenientes son los indicados como "Marco 0" y "Marco 1".

Criterios de diseño sísmico

Los criterios y métodos de análisis y diseño de edificios con disipadores en general son más complicados que los de los edificios convencionales. Para el análisis de los primeros generalmente se parte de un prediseño, el cual se afina mediante iteraciones realizadas con programas de análisis no lineal en el tiempo (Silva y Ruiz, 1993). Para el diseño final se toman en cuenta básicamente las siguientes condiciones:

- Que los disipadores absorban eficientemente la energía y cumplan la función para la que fueron diseñados. En el caso de disipadores histeréticos se debe cuidar que las demandas de ductilidad de estos estén dentro de los límites de aceptabilidad establecidos a partir de resultados de pruebas de laboratorio.
- Que las demandas de ductilidad globales y locales no excedan las capacidades de la estructura. La demanda de ductilidad global en general se adopta del orden de 2. Un criterio alternativo es que las trabes sean capaces de desarrollar las rotaciones plásticas demandadas. Alternativamente, se puede diseñar la estructura de modo que desarrolle un comportamiento lineal y los disipadores presenten uno no lineal.
- Que los desplazamientos relativos de entrepiso del edificio con disipadores no sean mayores que los valores asociados a estados límite de servicio o de capacidad última. Estos pueden ser recomendados

por algún reglamento de construcciones o de rehabilitación de edificios. En el caso del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-1993) el límite de desplazamiento (asociado a la capacidad última) para estructuras esqueléticas con muros desligados, es de 0.012 de la altura del entrepiso.

• Que se cumpla con la normatividad sísmica del lugar donde se ubique la construcción. La mayoría de los reglamentos de diseño en el mundo permiten utilizar dispositivos reductores de la respuesta sísmica con la condición de que los diseños sean aprobados por las autoridades competentes (Ruiz y Alvarez, 1995). En el RCDF-1993 se indica que se pueden emplear criterios de diseño diferentes a los especificados en su capítulo III y en las Normas Técnicas Complementarias si se justifica, a satisfacción del Departamento del Distrito Federal, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando los previstos en ese Ordenamiento. Tal justificación debe realizarse previamente a la solicitud de la licencia de construcción.

Estudios costo-beneficio

La decisión de reforzar con disipadores o con contravientos, o de diseñar un edificio nuevo en forma convencional o con disipadores, no sólo es un problema de diseño estructural; depende en gran medida de analizar si se justifica cierta inversión extra a cambio de mayor seguridad y/o comodidad para los ocupantes del inmueble durante su vida útil.

En México se han formulado criterios para diseño, reparación y mantenimiento de sistemas con disipadores basados en la minimización de la suma de los costos iniciales, de daño y de mantenimiento (Esteva, Díaz y García, 1998). Por otro lado, se han realizado algunos análisis de costos de construcción de edificios con disipadores. Por ejemplo, Ruiz et al (1995, 1996)

informan que el costo inicial de un edificio nuevo de diez niveles con disipadores, diseñado para un sismo de diseño como el SCT-85, es 3.5% mayor que el de un edificio similar (con el mismo periodo de vibración) diseñado en forma convencional, de manera que presente el mismo nivel de daño. Cuando se trata de edificios de 20 niveles, dicha diferencia es aproximadamente de 9.5%. Sin embargo, es muy probable que si se tomaran en cuenta, no solamente los costos de construcción, sino los costos totales durante la vida útil de la construcción, resultaría más conveniente la solución con disipadores de energía.

Comentarios finales sobre sistemas con disipadores de energía:

En general, se puede decir que los disipadores de energía son una solución factible de aplicar tanto en edificios nuevos como para el refuerzo de edificios existentes. Como se mencionó antes, la eficiencia de estos dispositivos depende, entre otras variables, de la relación entre los periodos naturales de la estructura y los dominantes de los movimientos que se esperan en el sitio de interés. La decisión de utilizar uno u otro dispositivo, o bien de elegir una solución convencional, se debe basar tanto en un análisis de costos totales (que incluya costos de mantenimiento, reposición, daños estructurales y no estructurales, pérdida de funcionalidad, etc.) como en un análisis de la respuesta de la estructura ante las excitaciones esperadas durante

su vida útil, que pueden asociarse a diferentes estados límite (de servicio o de capacidad última).

AMORTIGUADORES DE MASAS RESONANTES

Otra manera de controlar la respuesta dinámica de las estructuras consiste en añadirles uno o varios sistemas de amortiguadores de masas resonantes (AMR). Cada uno de éstos está constituido básicamente por una masa, un resorte y un amortiguador. Dicha masa puede ser sólida o líquida (en ese caso se le llama amortiguador de líquido resonante). El principio en el que se basan estos sistemas es que los periodos de vibrar de la estructura principal si

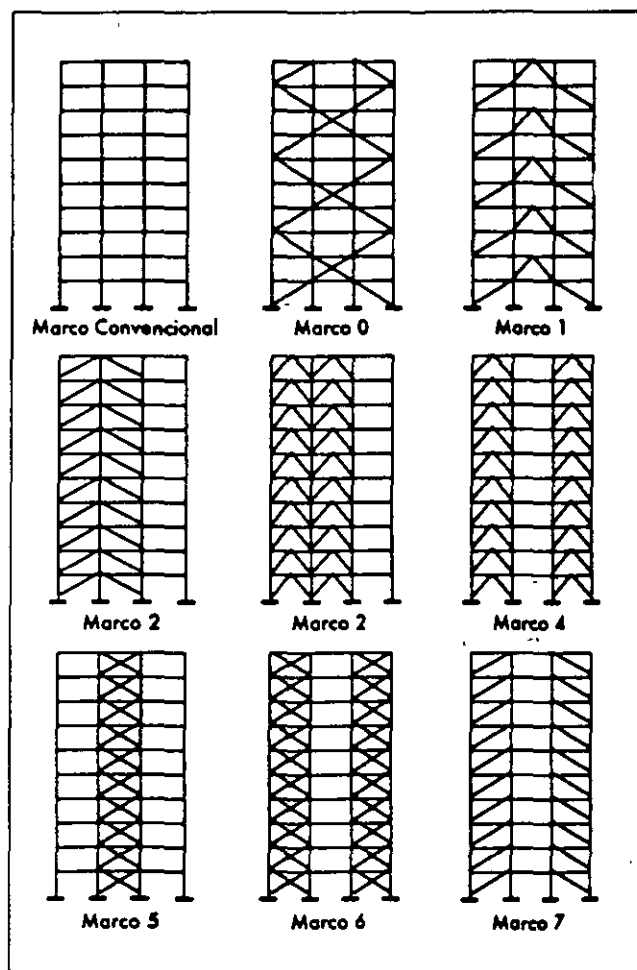


Figura 6.- Marcos con diferentes arreglos de disipadores.

sintonicen con el de las masas resonantes, de manera que cuando cierto periodo se excite, el dispositivo entre en "resonancia" fuera de fase con el movimiento de la estructura, lo que hace que se reduzca la respuesta de ésta. Para controlar la respuesta asociada al modo fundamental de vibración, es común colocar un AMR (con masa líquida o sólida) en la azotea del edificio en cuestión.

Algunas aplicaciones de los AMR

Los AMR se han utilizado en forma eficiente para controlar la vibración de sistemas mecánicos, puentes, chimeneas, torres y antenas. También se han aplicado con éxito para controlar las vibraciones causadas por viento sobre edificios; sin embargo, no existe consenso entre investigadores e ingenieros estudiosos de este tema en cuanto a su efectividad para reducir la respuesta de edificios ante acciones sísmicas.

Algunos ejemplos de aplicación para controlar la respuesta ante la acción del viento son los siguientes: a) la Torre John Hancock de Boston, que cuenta con 60 pisos. A ésta se le añadieron dos AMR que pesan en total 600 ton; b) el Centro Citicorp en Manhattan al cual se le añadió una masa de 400 tons (cerca del 2% de su peso total) en su piso número 63. El desplazamiento máximo relativo que se espera en dicho amortiguador con respecto a su punto de sujeción a la construcción es de 1.4m; c) la antena de la Torre Nacional Canadiense, que tiene 102 m de altura. Los amortiguadores de ésta se sintonizaron de manera de reducir su segundo y su cuarto modos de vibración; d) la Torre del Puerto de Chiba en Japón, con 125 m de altura; y e) la Torre de Cristal localizada en Osaka, Japón, a la cual se añadieron varios AMR en forma de péndulo. Esto se logró colgando los equipos de enfriamiento con cables de 4m de largo; además, se colocaron amortiguadores de aceite para introducir amortiguamiento viscoso al sistema. En México no

se han empleado dispositivos de este tipo en edificios.

Variables que afectan la eficiencia de los amortiguadores de masa resonante

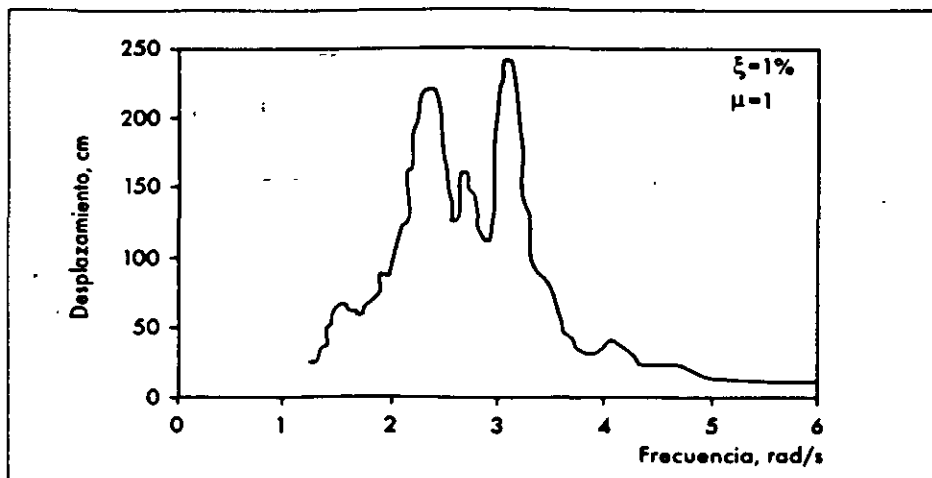
Cuando a un sistema lineal se añade un AMR, diseñado con el objetivo de absorber vibraciones, en general el conjunto resulta con un periodo fundamental de vibración mayor que el del sistema sin apéndice. Por otro lado, aparecen en el conjunto modos de vibrar nuevos debido a la presencia del AMR.

Los desplazamientos máximos finales del sistema lineal dependen en gran medida de las ordenadas espectrales de desplazamientos del sismo de diseño correspondientes a las frecuencias de vibrar del conjunto, así como de sus respectivos factores de participación y de la duración de la excitación (Esteve y Ruiz, 1997).

Para ilustrar lo anterior supóngase un sistema de un marco de un nivel y una crujía al que se le añade un AMR en su parte superior, con lo que se obtiene un sistema de dos grados de libertad. La excitación de diseño es el registro SCT-1985, cuyo espectro de desplazamientos para 1% de amortiguamiento se muestra en la figura 7. El

marco original tiene una frecuencia fundamental de 2.20 rad/s, que coincide aproximadamente con un pico del espectro. La masa del apéndice es 0.04 veces la del marco principal, y los periodos de vibración de ambos sistemas son iguales. Las primeras dos frecuencias naturales de vibrar del sistema con AMR son iguales a 1.99 y 2.43 rad/s, y las correspondientes formas modales son (1, 5.52) y (1, -4.53). De la figura 7 se deduce que las ordenadas del espectro de desplazamiento son 220cm para el sistema principal, 85 y 175cm para la primera y segunda frecuencias. Los correspondientes factores de participación modal son 0.55 y 0.45. Aplicando la regla de la doble suma cuadrática de Newmark y Rosenblueth (1971) se obtiene que el desplazamiento relativo es 104.1 cm, que es aproximadamente 47% de 220cm. Con este ejemplo se muestra que tanto los factores de participación modal como los valores de las ordenadas espectrales para los periodos de vibración de los sistemas original y modificado, juegan un papel muy importante en los resultados finales. También este ejemplo pretende ilustrar que el AMR es eficiente en casos en donde el periodo de vibrar del sistema principal coincide con el periodo dominante de la excitación. La eficiencia es mayor cuando ésta es de banda estrecha.

Figura 7. Espectro lineal de desplazamiento del registro SCT-1985



También la duración de la excitación tiene un papel importante en la reducción de la respuesta, ya que mientras más larga sea dicha duración, las respuestas asociadas con modos de vibración con periodos cercanos, más tienden a desacoplarse. Esto se puede deducir a partir de analizar la regla de Newmark y Rosenblueth (1971) antes mencionada.

Por otro lado, para el diseño de estos dispositivos se debe considerar que su eficiencia es muy sensible a la relación entre su periodo y el de la estructura principal. La reducción de la respuesta puede presentar grandes desviaciones debido a pequeñas variaciones de las propiedades mecánicas de las partes que componen el conjunto, o debido a las incertidumbres inherentes del movimiento sísmico que se espera en el sitio en donde se desplanta la estructura.

La influencia de esta última variable fue estudiada por Suárez, Ruiz y Esteva (1993). Los autores analizan la respuesta probabilista de sistemas estructurales lineales provistos de AMR's cuando se consideran diferentes valores de las relaciones de periodos y masas. En el estudio no se consideran las incertidumbres en las propiedades de los sistemas principales. Para el análisis se considera un conjunto de sismos simulados a partir del registro SCT-1985 (Grigoriu, Ruiz y Rosenblueth, 1988). Los autores concluyen que los coeficientes de variación que se esperan en las relaciones de desplazamientos máximos de sistemas con AMR entre los correspondientes a sistemas sin AMR (D_{CA}/D_{SA}) son del orden de 20 a 30%. En las Figuras 8a y b se ilustran algunos resultados cuando los periodos de los sistemas son iguales a 2 y a 2.5s, y las relaciones entre la masa del AMR y la del sistema principal son de 0.01, 0.03 y 0.05. Se puede fácilmente observar que la eficiencia del sistema disipador es mucho mayor para el sistema con periodo de 2s, que coincide con el periodo dominante de la excitación, que cuando el periodo es de 2.5s.

Una variable más que influye en la respuesta de un sistema es el amortiguamiento del AMR. Algunos autores (Villaverde y Koyama, 1993) opinan que la adición de un AMR con alto amortiguamiento (y alta relación de masas) aumenta el amortiguamiento del primer modo de vibrar de la estructura; como consecuencia, se pueden reducir los desplazamientos de entrepiso.

Sin embargo, en un trabajo publicado recientemente (Soto Brito y Ruiz, 1998) se encontró que esto no necesariamente es cierto. En dicho estudio se analizó la respuesta de un edificio de 22 niveles y cua-

tro crujeas, sujeto a la acción de los sismos SCT-1985 y SCT-1989. El periodo del AMR se hizo coincidir con el del edificio. La relación de masas se adoptó igual a 0.03. Se varió el amortiguamiento del AMR entre 5 y 30% del crítico. Los resultados de los desplazamientos de entrepiso (ver figura 9) indican que dicha respuesta no siempre es menor cuando el amortiguamiento del AMR aumenta. Sin embargo, el desplazamiento del AMR con respecto a su base (azotea del edificio) sí se reduce cuando se incrementa su amortiguamiento.

Esto representa una gran ventaja, ya que uno de los principales problemas de los

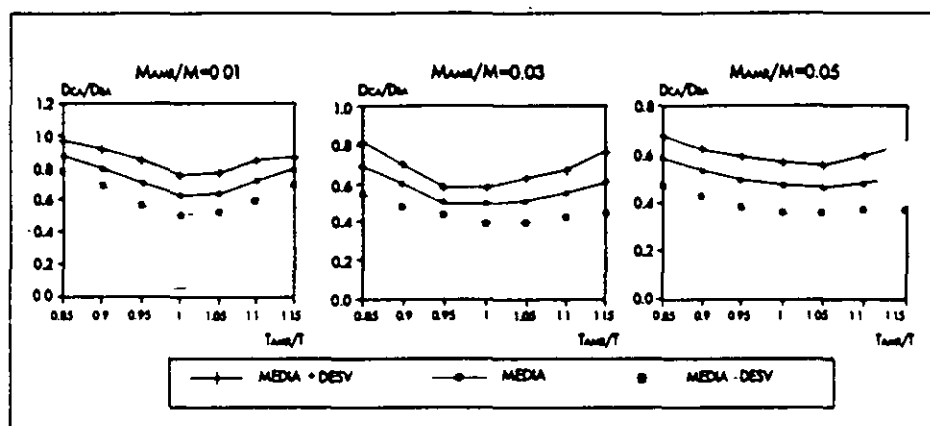


Figura 8a - Desplazamiento normalizado medio, más y menos una desviación estándar $T=2.0s$

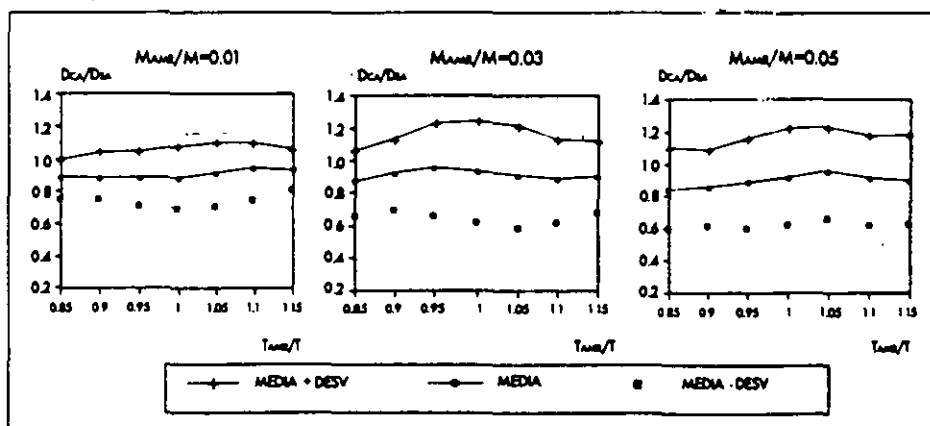


Figura 8b - Desplazamiento normalizado medio, más y menos una desviación estándar. $T=2.5s$

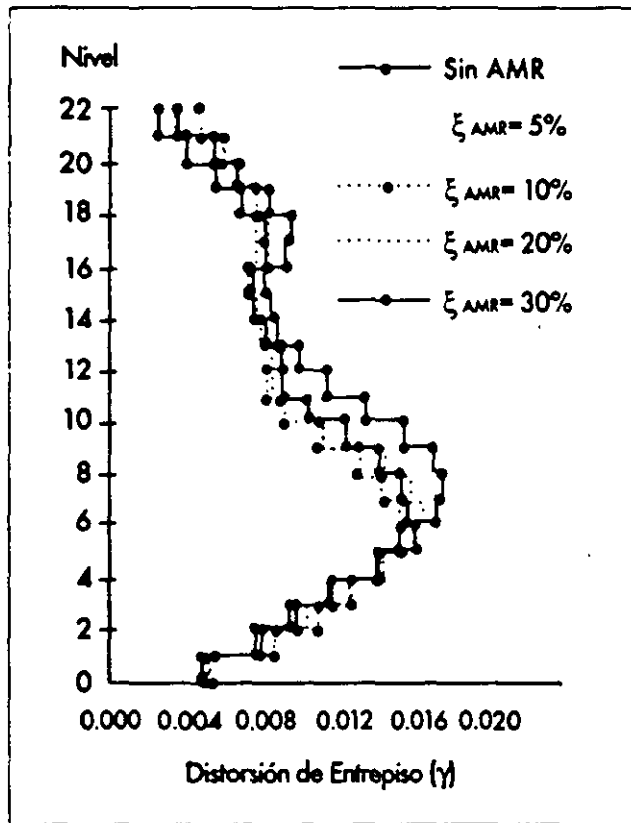


Figura 9. Envolventes de distorsión de entrepiso. $MAMR/M=0.03$, $TAMR/T=1.0$

AMR es que desarrollan desplazamientos relativos muy elevados con respecto a su apoyo. Por ejemplo, para el sismo SCT-1985, tales desplazamientos relativos variaron entre 0.5 y 2m, para amortiguamientos del AMR iguales a 30 y 5%, respectivamente.

Lo anterior hace ver que se deben desarrollar más estudios enfocados a establecer la forma de variación de la respuesta con el amortiguamiento del AMR, para diversos valores de las otras variables significativas (relaciones de masas, de periodos, y de amortiguamientos).

Influencia del comportamiento no lineal

En la literatura técnica sobre el tema existen estudios que demuestran que la res-

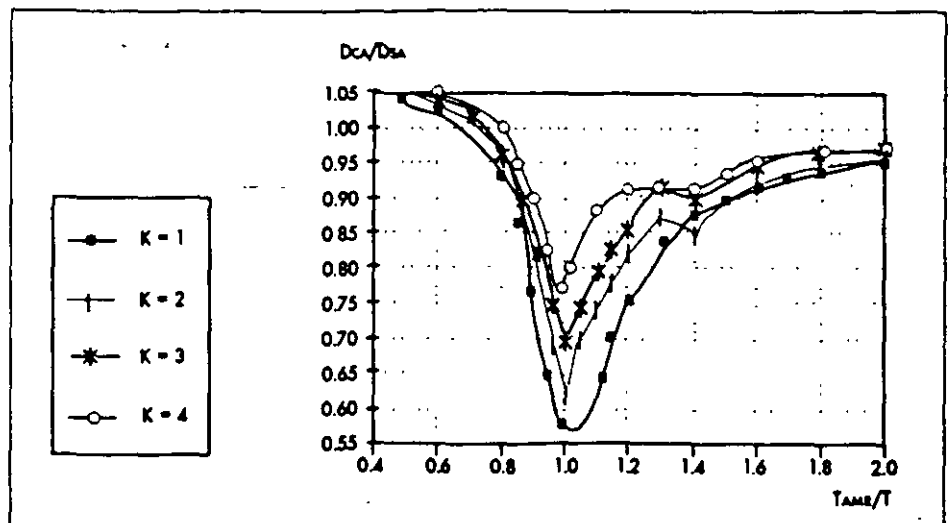
puesta sísmica de algunos edificios con comportamiento *lineal* se puede reducir muy eficientemente cuando se les incorpora un AMR en su azotea. Entre dichos estudios se encuentran varios en los que se supone como excitación el movimiento sísmico registrado en la SCT en 1985. Este registro se ha utilizado frecuentemente en los estudios, debido a que se trata de un sismo de larga duración y de banda estrecha, que cuenta con un número alto de oscilaciones con periodo de vibración casi constante. Por ejemplo, se ha analizado que un edificio de veinte niveles con un periodo fundamental de 2.03s sujeto al sismo SCT-1985 puede reducir su respuesta lineal hasta un 55%-cuando se le incorpora un AMR en su azotea con relación de masa de 0.03, amortiguamiento de 5% del crítico y frecuencia

igual a la del edificio. Esto significaría que para mantener comportamiento lineal dicho edificio se podría diseñar para soportar un coeficiente sísmico igual a 0.45, que es demasiado alto y daría lugar a secciones y armados excesivamente grandes en los miembros estructurales (Aguilar, Ruiz y Sánchez, 1993). Es decir, que aunque la respuesta se reduce de manera muy eficiente, en general la solución no es atractiva desde el punto de vista económico.

Debido a lo anterior se han hecho estudios exploratorios sobre la eficiencia de los AMR considerando diferentes niveles de comportamiento no lineal de la estructura principal. Estos estudios se han realizado tanto con sistemas de dos grados de libertad como con marcos de múltiples niveles.

Los sistemas de dos grados de libertad tienen la limitación de no reflejar la influencia de los modos superiores de vibrar, ni los diferentes modos de falla; sin embargo, tienen la virtud de permitir evaluar, de manera gruesa, los efectos que tiene la inclusión de un AMR en la respuesta de sistemas no lineales, y a partir de esto, acotar el posible intervalo de validez del uso de este tipo de estructuración.

Figura 10. Relación de valores medios de desplazamientos máximos de sistemas con AMR y sin éste.



Existen diferentes formas de analizar el fenómeno no lineal con un enfoque probabilista. Una es mediante el método de Monte Carlo, utilizando acelerogramas simulados y análisis paso a paso en el tiempo. Otra alternativa consiste en linealizar las ecuaciones de movimiento y suponer la excitación como un proceso estocástico (estacionario o no estacionario). Esta última tiene la virtud de que ahorra tiempo de cómputo (con respecto al método de Monte Carlo); sin embargo, sus resultados son poco precisos para niveles elevados de no linealidad, debido, entre otras razones, a que deja de ser válida la hipótesis de que la respuesta puede considerarse como un proceso gaussiano.

* La influencia de la no linealidad de la estructura principal, cuando se le incorpora un AMR lineal, ha sido estudiada con los métodos antes mencionados (Ojeda y Ruiz, 1994; Ruiz y Esteva, 1996). Las tendencias generales son las siguientes:

1. A medida que la relación de períodos entre el AMR y la estructura principal (T_{AMR}/T) se aleja de la unidad, la efectividad del AMR es menor.
2. Para relaciones de períodos T_{AMR}/T menores que 0.7 se presentan amplificaciones de la respuesta (en vez de presentarse reducciones de la respuesta) cuando se añade un AMR al sistema.
3. La efectividad del AMR es menor a medida que la no linealidad de la estructura principal crece. Esto se puede ver en la figura 10 en donde se muestra el valor medio del desplazamiento del sistema con AMR entre el valor medio del desplazamiento del sistema principal para diferentes relaciones de períodos T_{AMR}/T , y para diferentes grados de no linealidad. $K = 1$ representa a un sistema lineal, y $K = 4$ a un sistema cuya fuerza de fluencia es igual a la resistencia demandada del sistema lineal dividida entre 4.

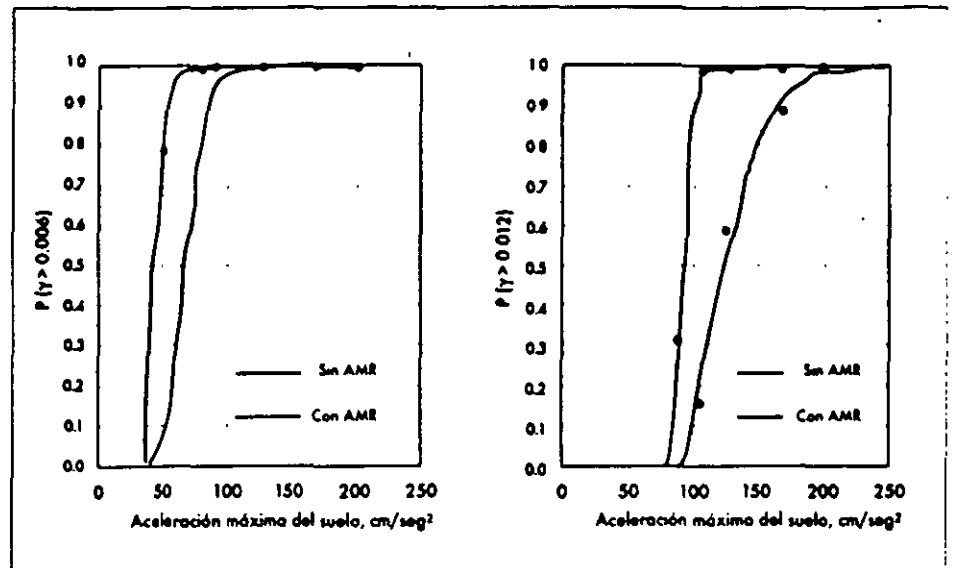


Figura 11.- Curvas de probabilidad de excedencia $P(\gamma > \gamma^* | \gamma)$ para el modelo diseñado con $Q=2$
a) Distorsión límite $\gamma^*=0.006$, b) Distorsión límite $\gamma^*=0.012$

De lo anterior se deduce que los AMR's se pueden emplear en estructuras diseñadas para desarrollar comportamiento no lineal ligero o moderado. Visto de otra manera, los AMR's son más eficientes ante temblores de intensidad pequeña o moderada que ante los de intensidad alta. Esto se comprobó en un estudio de sistemas equivalentes de dos grados de libertad sujetos a la acción de sismos con intensidades correspondientes a diferentes períodos de recurrencia (5, 20, 25, 35, 50, 100 y 200 años). Se construyeron curvas de vulnerabilidad basadas en las probabilidades de alcanzar dos diferentes distorsiones máximas de entrepiso (0.006 y 0.012), asociadas a los estados límite de servicio y de capacidad última, respectivamente. A partir de estas curvas y de la descripción del peligro sísmico del sitio, se calcularon las esperanzas de las tasas de excedencia de dichos estados límite (Soto Brito y Ruiz, 1998). En la figura 11 se muestran las probabilidades de excedencia para un sistema diseñado con un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, y para dos distorsiones límite. En esta figura se puede ver que la diferencia de ordenadas entre la curva

superior y la inferior es mayor para aceleraciones máximas del suelo pequeñas que para aceleraciones grandes. Es decir, que la eficiencia del AMR es mayor para sismos pequeños y moderados que para sismos grandes.

Comentarios finales sobre amortiguadores de masas resonantes

Los AMR son eficientes para controlar la respuesta de sistemas ante algunos tipos de solicitaciones, como por ejemplo el viento. Sin embargo, para el caso de excitaciones sísmicas, la mayor ventaja que ofrecen los AMR es su capacidad para contribuir a controlar la respuesta de las estructuras ante temblores correspondientes a períodos de recurrencia cortos y moderados, para los que es de esperarse que las respuestas de ambos sistemas se mantendrán en el intervalo de comportamiento lineal.

Al igual que para los dispositivos disipadores de energía, la decisión sobre su uso depende tanto de un análisis estructural, como de consideraciones sobre costos totales y beneficios a largo plazo.

COMENTARIOS FINALES

Los estudios anteriores llevan a la conclusión de que para el control de la respuesta sísmica es más promisorio el uso de disipadores de energía, que el de amortiguadores de masas resonantes. La decisión sobre su empleo debe basarse en un análisis costo-beneficio.

Se considera que estas soluciones innovadoras no sustituirán a corto plazo a las tradicionales, pero cada día serán más aceptadas, a medida que se comprenda más su funcionamiento y que, además, su costo se reduzca (producción en serie, dispositivos más económicos, etc).

REFERENCIAS

Aguilar, C., Ruiz, S. E. y Sánchez, M., Análisis de marcos con osciladores de masa resonantes, Informe de investigación para el Departamento del Distrito Federal, Convenio DDF-UNAM CA-024-93, diciembre 1993.

Badillo, M., Silva, F., Ruiz, S. E. y Soto, R., Sistemas de IgdI equivalentes a marcos estructurales con disipadores de energía, aceptado para publicarse al XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, N. L., noviembre 1998.

Del Valle, E., Amortiguamiento adicional para reducir efectos sísmicos, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 32, 49-76, 1988.

Esteva, L., Díaz, O., y García, J., Practical seismic design criteria and life-cycle optimization for structures with hysteretic energy-dissipating devices, Asia-Pacific Workshop on Seismic Design and Retrofit of Structures, Taipei, Taiwan, ROC, agosto 10-13, 1998.

Esteva, L. y Ruiz, S. E., Stochastic seismic performance evaluation of tuned liquid column dampers, Discusión, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 26, No. 8, 875-876, agosto, 1997.

Gómez, C., Rosenblueth, E. y Jara, J. M., Estudio paramétrico de estructuras con disipadores de energía, Boletín, Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 3, No. 1, 1-25, 1993.

Grigoriu, M., Ruiz, S. E. y Rosenblueth, E., Nonstationary models of seismic ground acceleration, Earthquake Spectra, Vol. 4, No. 3, 551-568, 1988.

Limón, L. y Ruiz, S. E., Un ejemplo sobre dos alternativos de refuerzo: disipadores de energía o contravientos, Revista Internacional de Ingeniería Estructural, Editores A. Barbat y R. Aguir, Vol. No. 1, 75-91, 1997.

Martínez Romero, E., Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures, Earthquake Spectra, Vol. 9, Núm 3, 581-626, agosto 1993.

Miranda, E., Alonso, J. y Lai M.H., Performance-based design of a building in Mexico City using viscoelastic dampers, VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, IC-3, Seattle, Washington, mayo-junio 1998.

Newmark, N. y Rosenblueth, E., Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall, 1971.

Ojeda, J. y Ruiz, S. E., Aplicación del criterio de linealización equivalente estocástica a marcos planos estructurales, Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, Vol. XIV, No. 2, 61-68, 1994.

Ruiz, S. E., Comentarios sobre el tema: Control pasivo y activo de la respuesta estructural, Simposio Algunas enseñanzas recibidas del XI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, SMIS, 73-76, diciembre 1996.

Ruiz, S. E., Revisión sobre el desarrollo de disipadores de energía sísmica en México, V Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, 155-165, Toluca, Edo. de México, septiembre 1998.

Ruiz, E., Mejía, R. y Ruiz, S. E., Comparative study of a multistory frame with energy dissipation devices and without them, XI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Artículo 1535, Acapulco, Gro., 1996.

Ruiz S. E. y Álvarez, J. L., Panorámica sobre la reglamentación de edificios con dispositivos reductores de la respuesta sísmica, Riesgo Sísmico y Reglamentación de Diseño, IV Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Oaxaca, Oax., 109-126, 1995.

Ruiz, S. E. y Esteva, L., About the effectiveness of tuned mass dampers on nonlinear systems subjected to earthquakes, Earthquake Resistant Engineering Structures, Advances in Earthquake Engineering, Vol. 2, 311-322, Computational Mechanics Publications, 1996.

AGRADECIMIENTOS

Se agradecen los valiosos comentarios a este trabajo de Luis Esteva Maraboto, Nefeli Rodríguez Cuevas y Enrique Del Valle Calderón, miembros de la Academia Mexicana de Ingeniería.

Ruiz, S. E., Urrego, O. y Silva, L., Influence of the spatial distribution of energy-dissipating bracing elements on the seismic response of multi-storey frames, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, 1511-1525, 1995.

Sánchez Martínez, J. L., Ideas relativas al comportamiento estructural de construcciones rigidizadas con elementos metálicos, III Simposio Internacional de Estructuras de Acero y VI Simposio Nacional de Estructuras de Acero, IMCA, Vol. II, 320-337, 1993.

Silva, F. L. y Ruiz, S. E., Consideraciones sobre el diseño sísmico de marcos con dispositivos disipadores de energía, X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 863-869, Puerto Vallarta, Jal., 1993.

Soto Brito, R., y Ruiz, S. E., Use of tuned mass dampers on nonlinear systems subjected to high and moderate earthquakes, XI Conferencia Europea de Ingeniería Sísmica, París, Francia, septiembre 6-11, 1998.

Suárez, R., Ruiz, S. E. y Esteva, L., Sobre la respuesta sísmica de sistemas estructurales con osciladores resonantes sujetos a sismos de banda angosta, X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, 559-564, Puerto Vallarta, Jal., octubre 1993.

Tena Colunga, A., Modelado analítico de edificios con disipadores de energía. Aplicaciones en proyectos de reparación, V Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, 85-120, Toluca, Edo. de México, septiembre 1998.

Urrego, O., Ruiz, S. E. y Silva, F. L., Influencia de la distribución de disipadores de energía en la respuesta sísmica de un edificio, X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Puerto Vallarta, Jal., 849-855, 1993.

Villaverde, R., y Koyama, L. A., Damped resonant appendages to increase inherent damping in buildings Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 22, 491-507, 1993.



CRITERIOS BASADOS EN DUCTILIDAD PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA

R. Leonardo Veras Felipe y Luis Esteva Maraboto

Instituto de Ingeniería, UNAM, Apdo. Postal 70-472,
Ciudad Universitaria, Coyoacán 04510, DF, México
Tel. 622-3464, 622-3477 (fax)

RESUMEN

Se presenta un estudio sistemático de la respuesta no lineal de sistemas de un grado de libertad con disipadores de energía, cuyos periodos van desde 0.5 s hasta 4.0 s. Se presenta un criterio de diseño basado en ductilidad y se estudia la influencia que los parámetros de diseño, según dicho criterio, ejercen sobre la respuesta estructural. Se obtienen curvas que relacionan la resistencia y la ductilidad supuestas en el diseño de una estructura con las demandas de ductilidad que desarrollan el marco principal y los disipadores de energía de dicha estructura sujeta a excitación sísmica. Las gráficas pueden emplearse para el diseño preliminar de edificios de varios pisos.

SUMMARY

A systematic study of the response of single degree of freedom non-linear systems with energy-dissipating devices is presented. The periods of the systems range from 0.5 s to 4.0 s. A ductility-based design criterion is presented, together with a study of the influence of the design parameters used by that criterion on the response of the system. Curves relating both strength and ductility assumed in the design of a structure with the ductility demands developed by the main frame and the energy-dissipating devices of that structure under the action of seismic excitation are obtained. The curves can be used for preliminary design of buildings.

INTRODUCCIÓN

La filosofía actual de diseño sísmico acepta que las estructuras sufran daños en sus elementos cuando éstos se ven sometidas a la acción de un sismo severo. El diseño por capacidad trata de que dichos daños se concentren en secciones de las vigas con suficiente capacidad dúctil, generalmente en sus extremos, cuando se trata de edificios de marcos. Esto tiene la ventaja de que limita los daños sobre las columnas, que generalmente presentan comportamiento menos dúctil que las vigas y son más difíciles de reparar que ellas. Aún más ventajoso sería que los elementos dañados pudieran ser retirados y reemplazados por otros nuevos. Tratándose de vigas de un edificio de marcos de concreto reforzado esto es difícil, si no imposible; sin embargo, este objetivo puede lograrse con el uso de elementos disipadores de energía (EDE's), los cuales son capaces de sufrir grandes deformaciones ante cargas alternantes sin que haya deterioro en sus rigideces o resistencias.

Los EDE's son una de las herramientas modernas de las que está haciendo uso la ingeniería sísmica para el control del daño estructural debido a sismo. En este trabajo se consideraron elementos disipadores de energía por comportamiento histerético de los materiales o elementos que los constituyen; los mismos se dispusieron de tal forma que actúen en paralelo con el marco principal.

Los procedimientos convencionales de diseño sísmico no toman en cuenta de manera explícita los EDE's, y sólo consideran la influencia de estos en el amortiguamiento efectivo de la estructura. Si se quiere lograr un sistema estructural eficiente, los EDE's deben considerarse como elementos estructurales comunes, es decir elementos estructurales que forman parte de un todo, con sus propias características y capacidades dinámicas y estructurales descritas en términos de sus funciones constitutivas ante carga cíclica. El criterio de diseño que se presenta en lo

que sigue cumpliendo con este objetivo, es el que se aplica para determinar las características de los sistemas estudiados en este trabajo

CRITERIO DE DISEÑO

El criterio de diseño que se presenta aquí se aplica a los casos en que los elementos disipadores de energía actúan en paralelo con el marco estructural convencional. De esta forma los parámetros de diseño son las contribuciones de ambos sistemas a la resistencia y a la rigidez del piso. La resistencia del disipador y del marco se designarán por R_d y R_c , respectivamente, y sus rigideces por K_d y K_c . Estos parámetros son expresados por conveniencia en términos de la resistencia y la rigidez resultante del entrepiso (R y K), y las relaciones $\alpha = K_d/K_c$ y $\beta = R_d/R_c$.

Las condiciones de diseño se expresan en términos de μ_d^* , μ_c^* y δ^* , que son los valores permisibles de las demandas de ductilidad μ_d y μ_c del sistema disipador de energía y del sistema convencional, y de la deformación de entrepiso δ , respectivamente. Como primera aproximación para el diseño preliminar se eligen un conjunto de valores K , R , α y β , de tal forma que el sistema combinado satisfaga las condiciones mencionadas arriba para el conjunto de espectros de respuesta no lineales del sismo de diseño, construido para diferentes valores de ductilidad. Para este propósito, las propiedades globales del sistema combinado son expresadas en términos de los parámetros definidos anteriormente. Para un sistema elastoplástico, las siguientes relaciones se obtienen de la fig. 3:

$$\mu_c = \frac{\delta}{\delta_{c,e}}, \quad \mu_d = \frac{\delta}{\delta_{d,e}}, \quad \mu = \frac{\delta}{\delta_e} \quad (1a, b, c)$$

En estas expresiones $\delta_{c,e} = R_c/K_c$, $\delta_{d,e} = R_d/K_d$ y $\delta_e = R/K$ son las deformaciones de fluencia del marco convencional, de los EDE's y del sistema combinado, respectivamente. Conviene definir un nuevo parámetro $\varepsilon = \alpha \cdot \beta$, el cual es igual a $\mu_d^* / \mu_c^* = \delta_{c,e} / \delta_{d,e}$. De las expresiones anteriores se puede ver que la relación entre la ductilidad desarrollada por el sistema combinado y el marco convencional es

$$\mu = \mu_c \frac{1 + \alpha}{1 + \beta} \quad (2)$$

El sismo de diseño se supone que está definido por un conjunto de espectros de respuesta elastoplásticos para diferentes ductilidades. Para el periodo natural en comportamiento lineal del sistema que se diseña, las ordenadas del espectro de respuesta de aceleraciones se suponen iguales a $S(T, \mu)$. La relación $S(T, 1)/S(T, \mu)$ se denotará por Q .

El procedimiento de diseño se sigue de acuerdo con los siguientes pasos (Esteve *et al.*, 1998).

1. Se establecen los valores permisibles de μ_d^* y μ_c^* . En algunos casos estos valores se establecen independientemente el uno del otro; es decir, que no existen restricciones a los posibles valores que pueda tomar ε . En muchos casos R_c/K_c o R_d/K_d , o ambos, sólo pueden adoptar valores contenidos dentro de un cierto intervalo, lo cual impone restricciones a los valores posibles de ε . Bajo estas condiciones, se adopta un nuevo conjunto de valores de ductilidades permisibles $\mu_c < \mu_c^*$ y $\mu_d < \mu_d^*$, tal que ε quede dentro del intervalo de valores aceptables.
2. En cualquiera de los casos anteriores el diseño se inicia, por ejemplo, suponiendo valores razonables de K_c y K_d . Esto determina α y T .
3. Una vez que se ha adoptado un valor de ε posible en la práctica, se calcula β como α/ε .

4. Tomando en cuenta la Ec. 2, el valor de la ductilidad deseada para el sistema combinado es igual a $\mu = \mu_r (1 + \alpha) (1 + \beta)$. El coeficiente de diseño requerido se determina de la ordenada del espectro de respuesta de diseño correspondiente a este valor de la ductilidad. Esto determina la resistencia lateral requerida en cada piso.
5. El desplazamiento máximo del entrepiso δ , se obtiene como $\mu R/K$ y se compara con δ^* . Si $\delta < \delta^*$, el diseño se ha logrado para el nivel de los parámetros del sistema global; de otro modo, debe investigarse un nuevo conjunto de parámetros tentativos.

Este procedimiento es aplicable cuando se trata de construcciones nuevas. Si se trata de construcciones existentes a las cuales se les añaden los EDE's, lo cual es frecuente, los parámetros tales como ductilidad de disipador y marco convencional, la resistencia, la rigidez y la deformación de fluencia del marco convencional son conocidos, y puede existir restricción respecto al valor de la deformación de fluencia del disipador. Un procedimiento que abarca ambos casos ha sido desarrollado en trabajos anteriores (Esteve y Veras, 1998a).

CASOS ESTUDIADOS

Se estudió un sistema mixto de un piso formado por un marco convencional y por elementos disipadores de energía histeréticos actuando en paralelo con dicho marco, tal como se muestra en la figura 1. Estos sistemas se estudiaron para periodos que van desde 0.5 s hasta 4.0 s, cubriendo así un intervalo amplio de interés práctico, ya que la mayoría de las estructuras de edificios caen dentro de dicho intervalo. El diseño de estos sistemas se hizo siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, suponiendo que no hay restricciones relativas a las ductilidades disponibles μ_s^* y μ_r^* .

La respuesta no lineal se obtuvo mediante un análisis paso a paso (tal como se hace para un marco convencional solo) suponiendo comportamiento elastoplástico de los elementos disipadores de energía. Se empleó el modelo de Takeda en los elementos estructurales que conforman el marco convencional para representar el fenómeno de degradación de rigidez y resistencia que se presentan en dichos elementos ante la acción de cargas sísmicas moderadas y fuertes. Este efecto de degradación se asumió se concentraba en las secciones extremas de los elementos estructurales bajo un mecanismo de falla como el mostrado en la figura 2.

Como excitación se utilizó una familia de diez registros simulados (Alamilla, 1997) a partir del que se obtuvo en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de la ciudad de México, componente Este-Oeste, durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985. Estos registros se escalaron de forma que tuvieran la misma intensidad que el acelerograma real del SCT. El factor de escala se obtuvo de acuerdo con el periodo del sistema en estudio.

RESULTADOS

Los resultados que se presentan aquí son parte de un trabajo en desarrollo (Esteve y Veras, 1998b) que tiene la finalidad de calibrar el criterio de diseño presentado en los párrafos anteriores, a fin de poder utilizarse como herramienta rutinaria de diseño en la práctica.

Las figuras 4 a 9 muestran los resultados obtenidos para varios sistemas mixtos (marco convencional mas EDE) en términos de demandas de ductilidad. El eje horizontal corresponde al periodo del sistema en cuestión y el eje vertical muestra la demanda de ductilidad correspondiente a dicho periodo desarrollada en el marco convencional. Por definición la demanda de ductilidad correspondiente al EDE se obtiene al multiplicar la desarrollada en el marco convencional por ϵ .

Las gráficas se han construido para diferentes valores combinados de los parámetros de diseño dentro de los cuales se encuentran la ductilidad global permisible del sistema combinado, μ , la relación de rigideces y de deformaciones de fluencia del disipador y del marco convencional, α y ϵ , respectivamente. Un valor de $\alpha = 0$ corresponde al caso en que no hay disipadores y el sistema consiste sólo en el marco convencional. En las figuras se presentan también los resultados para valores diferentes de los parámetros del modelo de Takeda, α_r y β_r .

los cuales se han elegido de tal forma que cubran un intervalo de interés de degradación debido a cargas cíclicas, y conforme con resultados de diferentes sistemas estructurales probados en laboratorio (Bertero y Popov, 1975).

En la figura 4 se muestran las demandas de ductilidad para sistemas convencionales; en ella se han hecho variar los parámetros de Takeda: si $\alpha_r = 0$ no hay degradación de rigidez en la rama de descarga de la relación fuerza-deformación. Asimismo, si $\beta_r = 1$ la rama de recarga llega al punto correspondiente a la fluencia de la curva fuerza-deformación inicial. Para ambas ductilidades globales estudiadas puede verse que la variación de β_r de 1 a 0.33, cuando α_r se mantiene igual a cero, no influye en forma significativa en la ductilidad demandada, mientras que las variaciones en la misma son importantes al hacer variar α_r de cero a 0.40. La mayor demanda se presenta para el caso en que $\alpha_r = 0.4$ y $\beta_r = 0.33$ (que corresponde al sistema que más se degrada) para ambas ductilidades empleadas.

La figura 5 corresponde a los mismos sistemas estudiados en la fig. 4, pero con EDE's. En ella la rigidez lateral del sistema convencional es el doble de la de los EDE's. $\alpha = 0.5$, y la deformación de fluencia permisible de los EDE's es la mitad de la correspondiente al sistema convencional. Comparando ambas figuras puede verse que para periodos moderados a largos (> 1.5 s) la demanda de ductilidad se reduce con la incorporación de EDE's, siendo hasta en un 44 por ciento la reducción para un periodo de 2.5 s con $\mu = 2$ y para el caso donde hay más degradación. En esta figura puede verse también que para periodos cortos (< 1.5 s) el uso de EDE's incrementa la demanda de ductilidad independientemente del nivel de degradación del sistema, por lo que puede resultar contraproducente colocar EDE's con el fin de reducir la demanda de ductilidad en sistemas que se encuentren dentro de este intervalo de periodos.

La influencia que tiene la contribución de la rigidez de los EDE's en la demanda de ductilidad puede verse en las figuras 6 y 7. Para periodos mayores a 1.5 s la reducción en la demanda de ductilidad puede llegar a ser hasta de un 52 % cuando $\alpha = 0.7$, respecto a la que se tendría en un sistema convencional, es decir, $\alpha = 0$. Véase por ejemplo la fig. 6 para el caso en que $\alpha_r = 0.15$, $\beta_r = 0.67$ y compárense los valores cuando $\alpha = 0.7$ y cuando $\alpha = 0$. Las reducciones en la demanda son menores para $\mu = 1.5$, tal como puede verse en la fig. 7, ya que el nivel de no linealidad que desarrollan estos sistemas es menor.

Debe notarse que la influencia de la rigidez adoptada para los EDE's es tan importante, en términos de reducción de la demanda de ductilidad, como lo es para el nivel de degradación que pueda alcanzar la estructura ante un evento sísmico el aumento de la demanda. Nuevamente puede verse que para periodos cortos (< 1.5 s) colocar EDE's en el sistema convencional puede ser perjudicial.

En las figuras 8 y 9 se muestra como varía la demanda de ductilidad del sistema combinado cuando se toman valores de ε que van de 1 a 4 para dos niveles de degradación, según los valores de los parámetros del modelo de Takeda. Para periodos moderados a largos las mayores demandas de ductilidad se producen cuando $\varepsilon = 1$, es decir, cuando la deformación de fluencia permisible del marco convencional es igual al del EDE. Disminuciones importantes se presentan para valores mayores de ε , es decir, cuando la ductilidad permisible del SC es mucho menor que la del EDE. Esto puede explicarse de la siguiente forma: el EDE alcanza su nivel de no linealidad mucho antes de que lo alcance el SC, por lo que el primero comienza a disipar energía por comportamiento histerético antes de que los elementos del SC siquiera alcancen la fluencia.

Para periodos cortos (< 1.5 s), los resultados ya no disminuyen sistemáticamente como en el caso de periodos largos, y pueden ser mayores o menores indistintamente con el valor de ε . Puede verse, por ejemplo, que las menores demandas, para cuando el periodo es 0.5 y 1.0, ocurren para $\varepsilon = 1$. Para niveles bajos de no linealidad, $\mu = 1.5$, con valores altos de ε , 3 y 4, las curvas correspondientes a distintos niveles de degradación tienden a unirse hacia los periodos largos.

En la práctica de diseño convencional los sistemas son descritos en términos de sus propiedades nominales, y las condiciones de diseño se establecen de acuerdo con estos valores nominales. Los sistemas que aquí se describen se determinaron a partir de sus valores de diseño esperados o más probables (cargas, rigideces, resistencias, etc.).

por lo tanto, antes de usar las gráficas que aquí se presentan para determinar las demandas de ductilidad máxima esperada o más probable de sistemas reales deben establecerse criterios adecuados que transformen los valores nominales de las resistencias de dichos sistemas en sus valores esperados.

CONCLUSIONES

Se han presentado los resultados que se obtienen de sistemas mixtos de un grado de libertad utilizando un criterio de diseño sísmico basado en ductilidad. Para sistemas con periodos moderados a largos pudo verse que colocar elementos disipadores de energía (EDE's) en marcos de edificios reduce significativamente la demanda de ductilidad que estos pueden desarrollar cuando están sometidos a una excitación sísmica; sin embargo, esto no siempre es cierto para sistemas con periodos cortos.

Los EDE's no sólo aportan amortiguamiento adicional al sistema, sino que también modifican sus propiedades de rigidez y resistencia. De estas dos, la que mayor influencia tuvo en los sistemas estudiados fue la que se refiere a la rigidez. Este aporte adicional de los EDE's, así como su influencia en la reducción de las demandas de ductilidad, es una consecuencia del criterio de diseño de considerarlos como elementos con propiedades individuales, independiente del marco convencional, y con capacidades distintas de comportamiento dúctil; por lo que los elementos estructurales, así como los dispositivos disipadores, pueden desarrollar niveles distintos de no linealidad, de acuerdo con sus capacidades tolerables de diseño. En este trabajo los EDE's empleados han sido del tipo con comportamiento histérico actuando en paralelo con el sistema convencional. Para utilizar otro tipo de arreglo es necesario describir procedimientos simples como el que se presentó aquí.

Los valores esperados de las demandas de ductilidad de sistemas estructurales pueden determinarse a partir de gráficas como de la 4 a la 9; sin embargo, antes deben transformarse adecuadamente las resistencias nominales de diseño del sistema en sus valores esperados o más probables.

REFERENCIAS

Alamilla, Jorge L., (1997) "Simulación de registros de temblores en el valle de México mediante procesos estocásticos modulados en amplitud y frecuencia", Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Bertero, V. y Popov, E. P. (1975), "Hysteretic behavior of ductile moment-resisting reinforced concrete frame components", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, Report 76-2*.

Esteva, L., Diaz, O. y García, J., (1998) "Practical seismic design criteria and life-cycle optimization for structures with hysteretic energy-dissipating devices" versión escrita de la conferencia especial presentada en *Asia-Pacific Workshop on Seismic Design and Retrofit of Structures, National Center For Research on Earthquake Engineering, Taipei*.

Esteva, L. y Veras, L., (1998a) "Criterios de ductilidad y desempeño para el diseño sísmico de estructuras con disipadores histéricos de energía" Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Toluca, Mex.

Esteva, L. y Veras, L. (1998b), "Calibración de criterios de diseño sísmico basados en ductilidades tolerables para marco estructurales con elementos disipadores de energía", estudio en desarrollo, *Instituto de Ingeniería, UNAM*.

Powell, G. H. (1973) "Drain-2D user's guide" *Report No. UCB/EERC73-22, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley*.

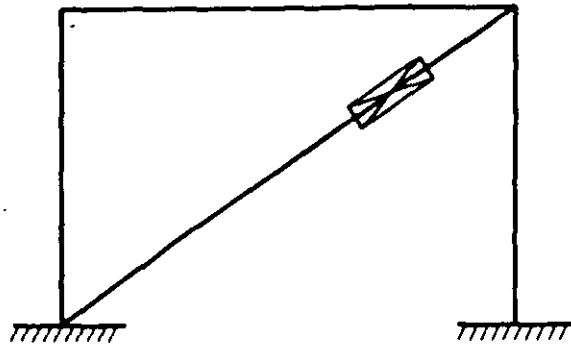


Fig. 1 Marco estructural de IGDL con elemento disipador de energía.

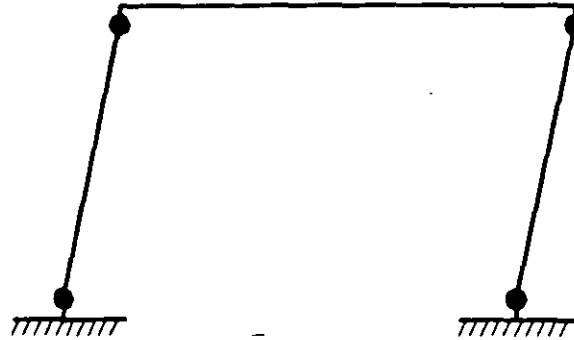


Fig. 2 Mecanismo de falla del marco estructural convencional

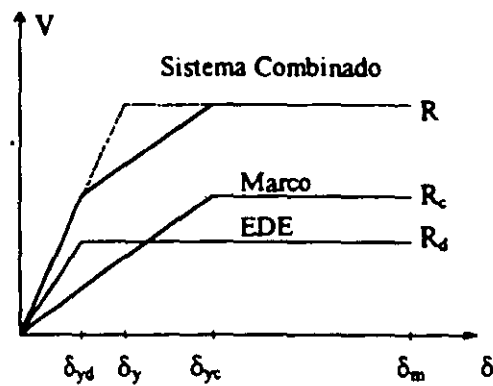


Fig. 3 Funciones idealizadas de fuerza cortante vs deformación de entrepiso.

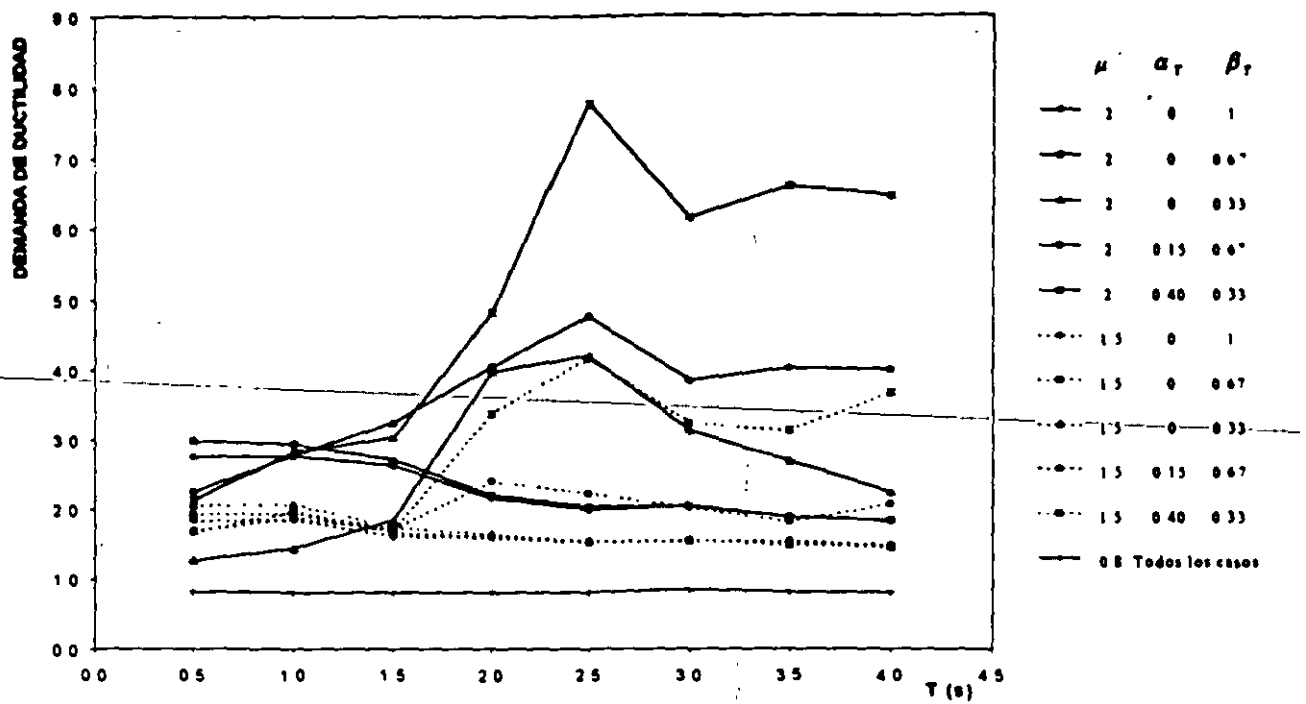


Fig. 4 Demandas de ductilidad para sistemas convencionales de un grado de libertad.

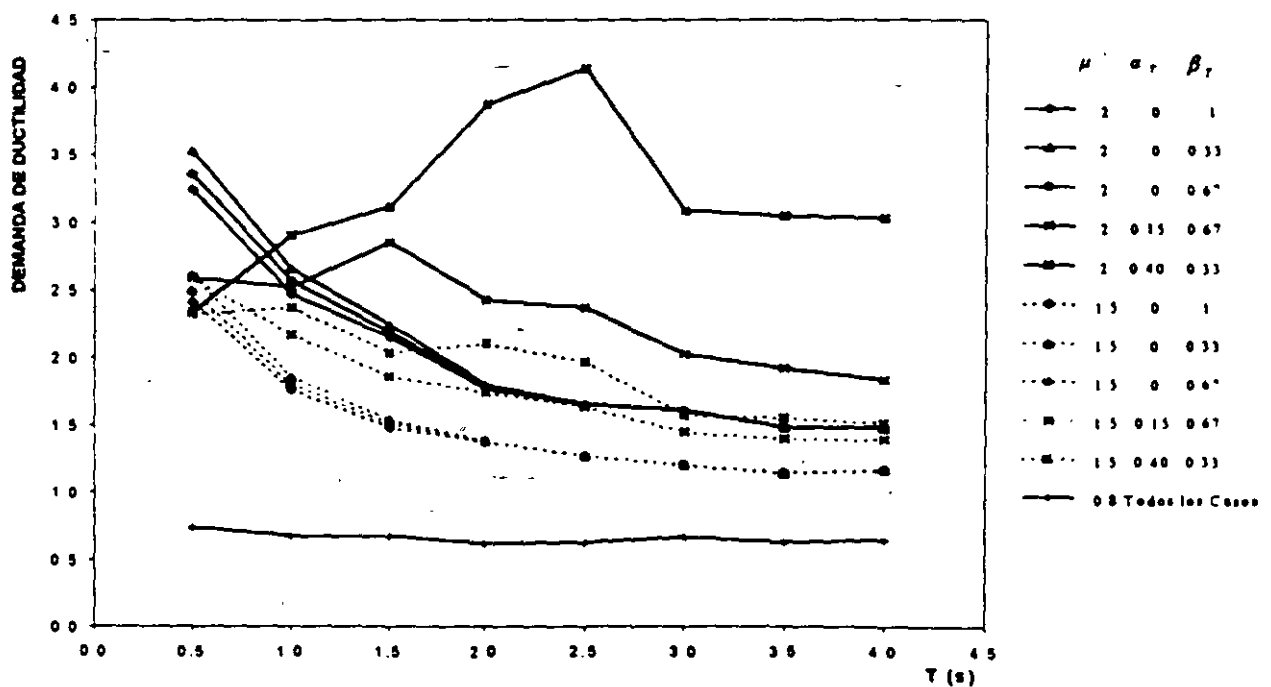


Fig. 5 Demandas de ductilidad para sistemas de un grado de libertad con elementos disipadores de energía; $\alpha = 0.5$, $\epsilon = 2$.

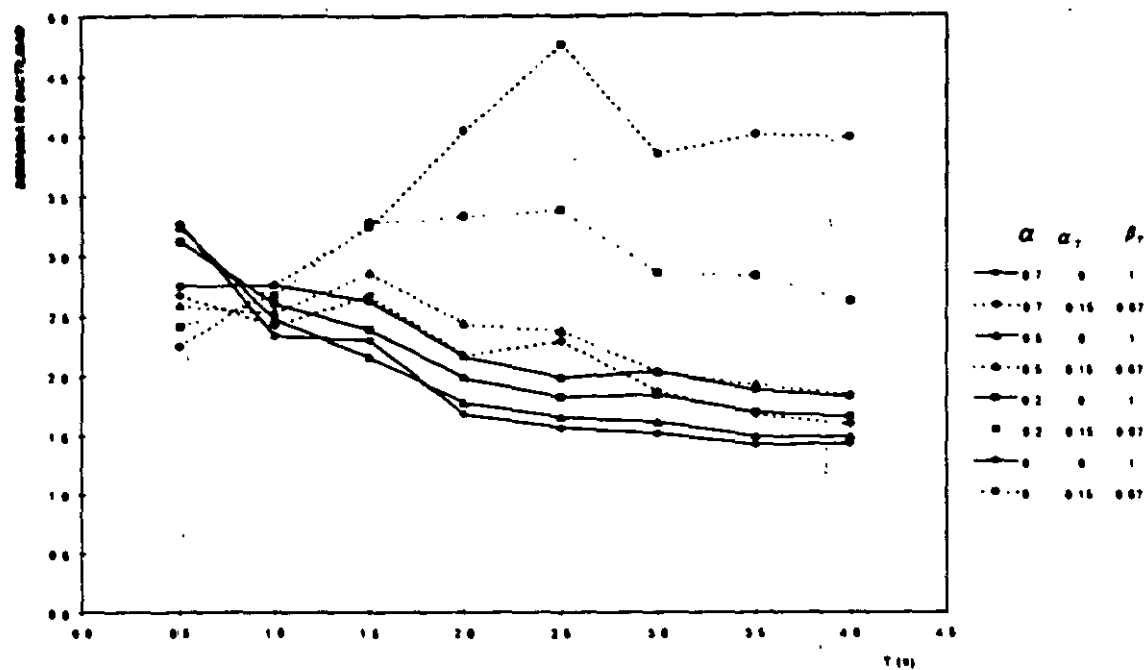


Fig. 6 Demandas de ductilidad para sistemas de un grado de libertad con elementos disipadores de energía; $\mu = 2$. $\varepsilon = 2$.

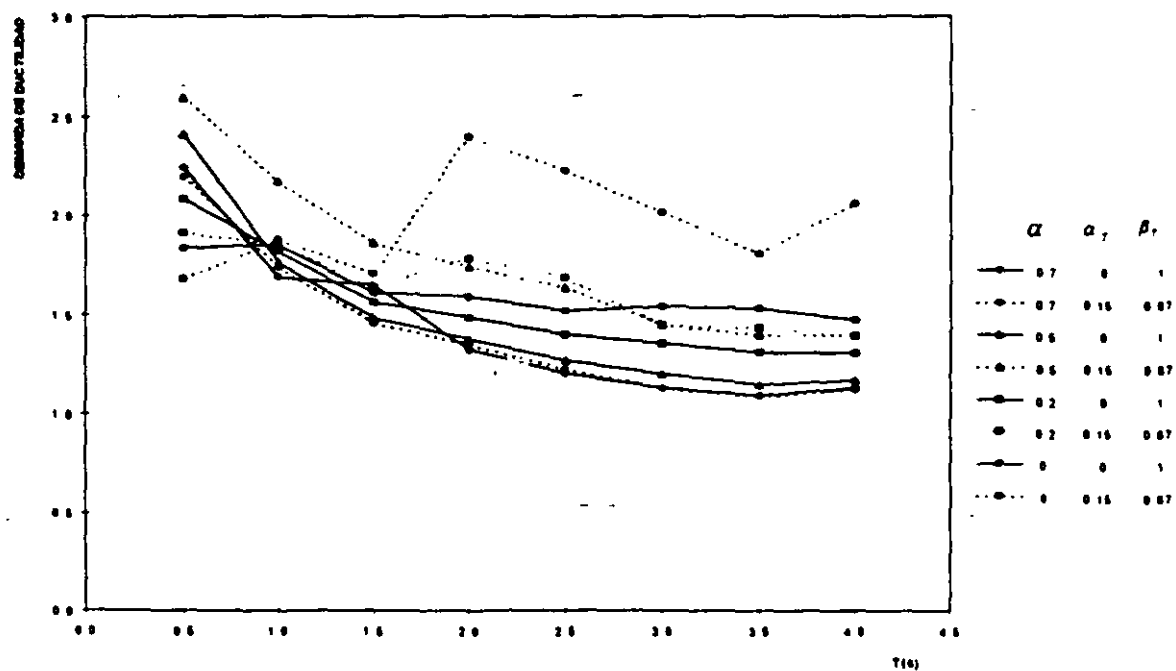


Fig. 7 Demandas de ductilidad para sistemas de un grado de libertad con elementos disipadores de energía; $\mu = 1.5$. $\varepsilon = 2$.

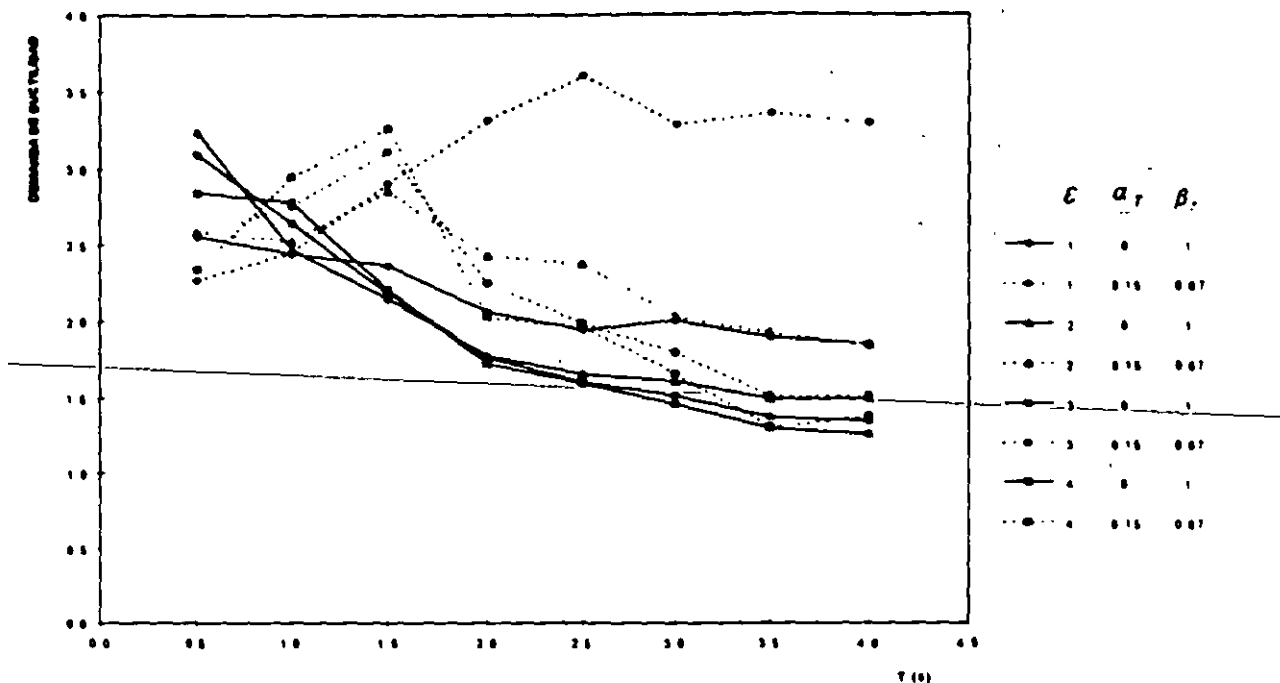


Fig. 8 Demandas de ductilidad para sistemas de un grado de libertad con elementos disipadores de energía; $\alpha = 0.5$, $\mu = 2$.

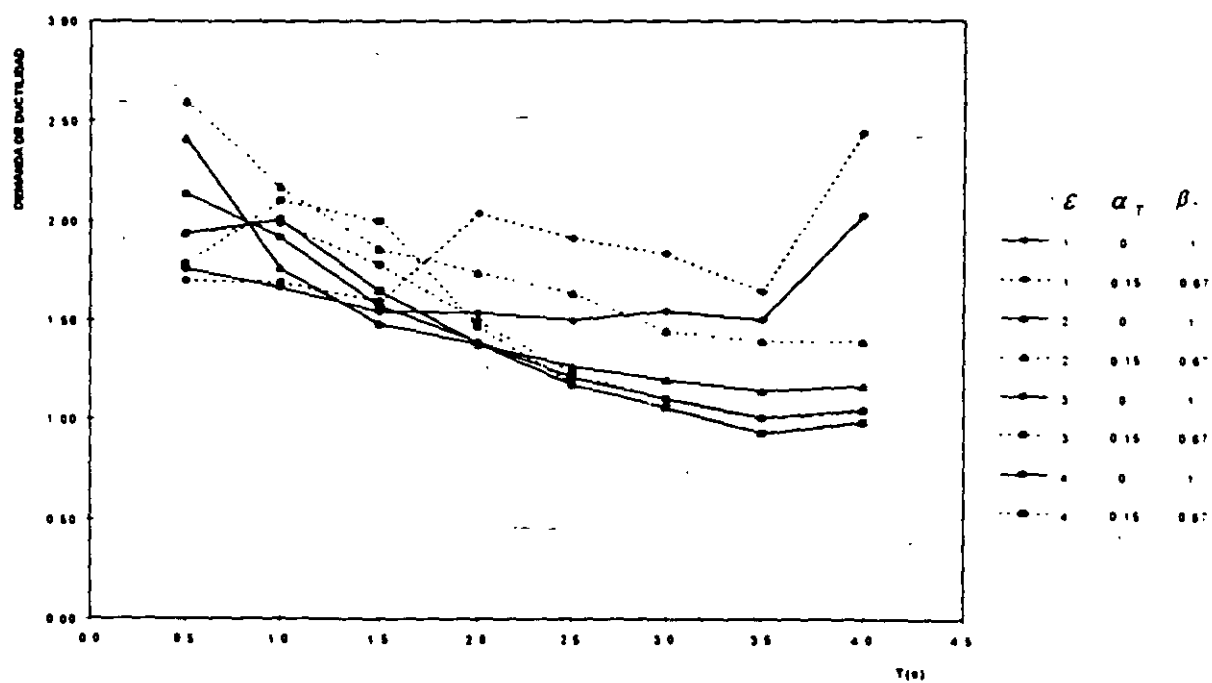


Fig. 9 Demandas de ductilidad para sistemas de un grado de libertad con elementos disipadores de energía; $\alpha = 0.5$, $\mu = 1.5$.

REVISIÓN SOBRE EL DESARROLLO DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA EN MÉXICO

Sonia Elda Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México
Ciudad Universitaria, Apdo. Postal 70-472, Coyoacán 04510 México, D. F.

RESUMEN

Se hace una revisión bibliográfica sobre los estudios y aplicaciones prácticas realizadas en México por profesionales e investigadores en torno a disipadores de energía sísmica. Se tratan los temas siguientes: estudios experimentales, análisis en computadora, estudios de confiabilidad y optimización, criterios de diseño sísmico, uso de disipadores en la práctica, y reglamentos de diseño sísmico de edificios con disipadores. Al final se presentan algunos comentarios sobre estos temas y se proponen acciones que sería deseable realizar en el futuro.

INTRODUCCIÓN

En distintas partes del mundo se estudian nuevos materiales; en los laboratorios se prueban elementos y sistemas estructurales innovadores, se formulan nuevos criterios de diseño basados en el desempeño de las estructuras, tanto para el refuerzo de construcciones como para estructuras nuevas, y se proponen ideas para el control de la respuesta sísmica. También existen grupos de trabajo orientados a escribir lineamientos de diseño aplicables a estructuraciones especiales. En algunos despachos de consultoría se realizan estudios comparativos sobre los costos totales de construcciones diseñadas convencionalmente, y los correspondientes a nuevas soluciones, como por ejemplo cuando se incluyen disipadores de energía sísmica.

México participa en esta evolución. Tanto investigadores como profesionales de la práctica se preocupan por comprender mejor el comportamiento estructural de sistemas diseñados en forma alternativa a la tradicional, así como por analizar la conveniencia de su uso desde el punto de vista económico, de seguridad y de comodidad para los ocupantes de los inmuebles.

Prueba de esta participación son los trabajos presentados en el simposio "*Disipadores de energía para controlar la respuesta sísmica de edificios*", organizado por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. En este simposio se han reunido profesionales interesados en el tema para discutir e intercambiar ideas sobre análisis y estudios desarrollados en México en esta dirección. Además de los trabajos publicados en las memorias de este simposio, existen en nuestro país otros desarrollos valiosos que contribuyen a nuestro acervo de conocimientos en esta materia. Algunos de estos trabajos se mencionan en las referencias al final de este documento; otros se escapan de

nuestro conocimiento. Se pide a los autores de dichos trabajos perdonar estas omisiones involuntarias.

ANTECEDENTES

El tema sobre el **control pasivo** de la respuesta sísmica de edificios se ha estudiado en México desde hace algunos años. No así el tema de **control activo**, que permanece inexplorado en nuestro país. La razón de esto se debe en parte a que el tema de control activo es mucho más complejo que el pasivo, tanto desde el punto de vista matemático como de sus implicaciones prácticas (mantenimiento, fuente de poder auxiliar, costo más elevado que los disipadores de control pasivo, análisis estructural más complejo, fuerzas de control muy grandes con altas velocidades de reacción, algoritmos de control confiables, niveles de tecnología altos, etc).

Durante los últimos años, se han hecho en México análisis experimentales en elementos y en sistemas estructurales, así como análisis de sistemas estructurales en computadora, empleando modelos y probabilistas; estos últimos, en estudios relacionados con confiabilidad estructural ante sismos. Dichos estudios comprenden tanto análisis paramétricos de sistemas de un grado de libertad, como análisis de modelos más refinados de edificios altos. Los análisis han cubierto tanto los problemas de respuesta estructural como los de costos de construcción. Asimismo, recientemente se han formulado criterios de diseño de estructuras con estos dispositivos. En la práctica profesional, se han instalado disipadores de energía en algunos edificios de la ciudad de México.

Esta revisión de la literatura se refiere a los estudios y aplicaciones desarrollados en México, en el área de sistemas disipadores de energía sísmica. Los conceptos cubiertos se agrupan como sigue:

- Estudios experimentales
- Análisis de edificios y de sistemas en computadora
- Estudios sobre confiabilidad y optimación
- Uso de disipadores de energía en la práctica
- Criterios de diseño sísmico
- Reglamentos de diseño sísmico

ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Los primeros elementos disipadores que se probaron en México fueron las soleras de acero en forma de U. La idea sobre utilizar esta forma como disipador sísmico fue publicado por primera vez por Kelly *et al* en 1972. Esta misma idea se propuso en México originalmente para controlar el hundimientos de cimentaciones hechas con pilotes de fricción (Aguirre y Chicurel, 1976). Posteriormente la idea evolucionó para aplicarla a disipadores de energía sísmica. Hasta la fecha este tipo de disipadores no se han instalado en estructuras.

Las pruebas experimentales de disipadores de solera en forma de U han sido conducidas básicamente por M. Aguirre y R. Sánchez en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (I. I. - UNAM).

Aguirre et al, 1976, 1989). Se ha hecho un número de pruebas de dispositivos hechos con acero y con aluminio. Se han producido curvas de fatiga que relacionan el número de ciclos que resiste el dispositivo con la amplitud del movimiento.

Con el fin de optimizar el espacio ocupado por los elementos en forma de U, se propuso una forma de colocar varios disipadores en un solo conjunto (Aguirre, 1993). Esta propuesta se probó en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) en un marco de acero ante una carga lateral alternada dada por un actuador horizontal (Echavarría *et al*, 1996). Usando el mismo sistema de apoyo (pared de reacción, actuador y marco) se probaron en la misma institución otros disipadores basados en la fluencia del acero. Las características sobre el comportamiento de dichos dispositivos ante cargas alternadas se detallan en este volumen.

Los disipadores en forma de U también se probaron en una estructura de acero de dos niveles sobre la antigua mesa vibradora del I. I. - UNAM (González Alcorta *et al*, 1985, 1994). De estos ensayos se aprendió sobre muchos detalles de tipo constructivo, relacionados sobre todo con la vibración local de los elementos diagonales. En las memorias de este simposio se publica un artículo sobre los resultados de estas pruebas.

Posteriormente, Ortega (1998) propuso disipar energía mediante placas rectangulares trabajando como vigas sujetas a cargas concentradas aplicadas simétricamente a ambos lados del centro de su claro. A principios de 1998 Ortega solicitó al I. de I. - UNAM probar en su laboratorio una serie de placas de acero con distintas dimensiones ante desplazamientos armónicos (Escobar *et al*, 1998). Algunos resultados de dichas pruebas se presentan en esta memoria.

Hasta donde se tiene conocimiento, los ensayos mencionados en los párrafos anteriores son todos los que se han realizado en México sobre disipadores de energía sísmica. Es obvio que el número de ensayos son muy pocos comparados con los que se realizan en otros países con alto riesgo sísmico, como Japón, Estados Unidos de Norteamérica (EEUU), Italia y Canadá. También son pocos en comparación con el número de estudios sobre modelos numéricos que se han realizado en nuestras instituciones sobre este tema.

Los disipadores tipo ADAS, como los instalados en varios edificios de la ciudad de México, han sido probados en el laboratorio de la Universidad de California en Berkely (Alonso, 1990).

En México se han propuesto otros tipos de disipadores, como el panel propuesto por Vera y Ramírez de Alba (1996), sobre el que se han hecho algunos estudios analíticos, y los disipadores imantados descritos de manera general por Echegaray (1997). Sin embargo, ninguno de estos dos se ha probado en laboratorio.

ANÁLISIS DE EDIFICIOS EN COMPUTADORA

El estudio analítico de edificios con disipadores de energía en nuestro país inicia desde hace aproximadamente diez años (Ocampo *et al*, 1987; Arboleda, 1988; Chávez Gómez y González Alcorta, 1989). Desde entonces se ha hecho un gran número de análisis numéricos en computadora. Estos comprenden tanto marcos de un nivel y una crujía, como edificios en tres dimensiones de múltiples niveles y varias crujías.

E. Rosenblueth plantea un programa de trabajo sobre análisis numéricos de sistemas con disipadores que desafortunadamente no logra ver realizado.

Análisis de Estructuras de Múltiples Niveles

La mayoría de los análisis realizados en México tratan con disipadores de tipo histerético (ADAS, TADAS y soleras de acero). Algunos de los trabajos relativos a estructuras de varios niveles con disipadores de energía son los que siguen:

Vargas et al (1991) analizan un marco de concreto reforzado de nueve niveles y tres crujiás, con periodo inicial de vibración de 0.83 s. Este se supone ubicado en la zona blanda del Distrito Federal. Los autores comparan el comportamiento del marco suponiendo dos métodos alternativos de rigidización: con muros de concreto y con dispositivos disipadores. El periodo final de la estructura con disipadores es de 0.62s. Los autores hacen ver que en el primer caso (muros de concreto) la solución es buena, pero que la fuerza cortante basal es muy grande; concluyen que también los disipadores son una buena solución. No se presentan análisis de costos.

Córdova y González Alcorta (1992) realizan un estudio más completo que el anterior. Se trata de un edificio existente, localizado en la zona de transición de la ciudad de México. El periodo dominante de la excitación es de 1.15s. El edificio es de nueve niveles y tres crujiás, con periodo en la dirección transversal (medido con vibración ambiental) igual a 1.14s. Los autores suponen cuatro sistemas de rigidización: muros de mampostería, muros de concreto, diagonales de acero y una combinación de diagonales de acero con disipadores de energía. El periodo de la estructura con diagonales de acero y disipadores de energía es de 0.56s. Los autores concluyeron que la mejor alternativa de rigidización es a base de muros de concreto. Concluyen también que los disipadores de energía propuestos para este caso no funcionaron adecuadamente. Aclaran que si se supusieran otros niveles de fluencia de dichos elementos, probablemente sí habrían disipado energía eficientemente.

Valles Mattox (1993) analiza un edificio hipotético de dieciseis niveles con periodo de vibración igual a 2.31s, que es mayor que el periodo dominante de la excitación (igual a 1.2s). El edificio reforzado con contravientos tiene un periodo de 1.13s, mientras que para el que se refuerza con disipadores se estima un periodo de 1.48s. El autor hace ver las ventajas (en cuanto a costos y a respuesta estructural) que presenta el refuerzo con disipadores en comparación con empleo de contravientos, en estructuras con periodos comprendidos en la zona descendente del espectro de aceleraciones. Para el caso en estudio se concluye que las fuerzas sobre la cimentación son muy altas, aún utilizando disipadores, por lo que recomienda reducir el número de pisos. El autor opina que los mayores ahorros que se tienen al utilizar disipadores de energía se relacionan con el refuerzo de la cimentación y no con la superestructura. También expresa que los costos de construcción en estructuras nuevas con disipadores son similares a los que resultan de emplear sistemas tradicionales.

Tena, Gómez y Vargas (1993) analizan la respuesta de dos edificios de doce niveles reforzados con disipadores de energía. Sus periodos de vibración son de 1.5s y 1.2s. El periodo del terreno en el sitio de desplante es de 0.90s. Estas estructuras no tuvieron daños durante el temblor de 1985; sin embargo, de acuerdo con las especificaciones del reglamento vigente deben ser reforzadas, ya

su capacidad sismo-resistente es menor que la requerida para estructuras tipo A ubicadas en la zona II. Los autores concluyen que el refuerzo propuesto a base de disipadores mejora sustancialmente la ductilidad y la capacidad sismo-resistente de los inmuebles. En el trabajo no se analizan soluciones de refuerzo alternativas.

Urrego, Ruiz y Silva (1993) analizan la respuesta de un marco de diez niveles con disipadores colocados según cuatro distintos arreglos espaciales. El periodo de vibración del marco sin disipadores es de 1s. Se supone ubicado en la zona de terreno blando del Distrito Federal (SCT). El objetivo del estudio es determinar cual de los arreglos propuestos es el más adecuado. Dicho análisis se hace desde el punto de vista de respuesta estructural y de economía. Los autores hacen ver que los arreglos más convenientes son aquellos en los cuales las diagonales están dispuestas de manera de evitar la ocurrencia de grandes fuerzas axiales sobre las columnas que transmiten los momentos de volteo a la cimentación.

En un estudio posterior (Urrego y Ruiz, 1994) se demuestra que, para el mismo caso del párrafo anterior, las fuerzas máximas en columnas y los momentos máximos de volteo son 15% menores a los correspondientes a un marco contraventeado con similar periodo de vibración. Por otro lado, los desplazamientos máximos del marco con disipadores son 33% mayores que los del contraventeado. Se obtiene que el costo de construcción del edificio con disipadores es 3.5% mayor que un edificio similar (con el mismo periodo de vibración) diseñado convencionalmente, de manera que presente el mismo nivel de daño (Ruiz et al, 1995).

Vargas *et al* (1993a, 1993b) presentan un estudio comparativo sobre respuestas dinámicas de una torre de acero de diez niveles y un edificio de concreto reforzado de nueve niveles. Modifican sus características dinámicas de modo que sus periodos varíen entre 1.0 y 2.5s. Se analizan diferentes alternativas de refuerzo, entre las que se encuentran los disipadores de energía. Se utiliza como excitación el registro obtenido en la SCT en 1985 (SCT-85). Los autores hacen ver que una de las ventajas de la torre de acero es que permite desplazamientos relativos de entrepiso mayores que los que permite el edificio de concreto antes de que se presente la fluencia de alguno de sus elementos. Esto hace que los disipadores entren en funciones y mejoren la respuesta de la estructura antes de que presente daños. Aunque los modelos con disipadores de energía muestran una importante disminución de las solicitaciones a las que se somete la estructura original, no siempre se logra que la disipación de energía se concentre totalmente en dichos dispositivos. Para estos casos no es evidente que los sistemas de disipación de energía sean la mejor elección para reducir la respuesta sísmica de las estructuras.

Ávila y Gutiérrez (1994) estudian la respuesta dinámica no lineal de un edificio de tres niveles tipo escuela, con disipadores de energía y sin ellos. El periodo de esta escuela según el diseño convencional, es de 0.75s. El diseño se realiza usando dos diferentes factores de comportamiento sísmico: $Q = 2$ y $Q = 4$. La estructura se supone ubicada en la zona blanda de la ciudad de México. Se supone como excitación el acelerograma registrado en la SCT en 1985. Para el diseño del edificio con disipadores se considera que estos toman el 50% de la fuerza cortante de entrepiso. Los autores concluyen que la inclusión de los disipadores de energía mejora el comportamiento de la estructura. Estas mismas conclusiones obtienen estos autores al analizar un edificio nuevo de diez niveles ubicado en un sitio cercano a la SCT. El periodo del edificio sin disipadores en este caso es de 1.46s (Ávila y Gutiérrez, 1996).

Ruiz, et al (1996) analizan los costos de un edificio nuevo de veinte niveles diseñado convencionalmente y otro con disipadores de energía. Los autores calculan que el costo de construcción del edificio con disipadores es 9.5% veces más grande que el edificio convencional (con igual periodo de vibración) y con el mismo nivel de daño cuando se le somete a la acción del sismo SCT-1985.

Jara (1996) estudia el comportamiento de dos edificios, uno de 6 niveles (con periodo natural de vibración de 1.17s), y otro de 15 niveles (con periodo de vibración de 1.95s). Estos se someten a la acción del acelerograma SCT-85. Se plantean dos alternativas como refuerzo: usar contravientos o disipadores ADAS. Los resultados hacen ver que los disipadores colocados en el edificio de seis niveles son muy eficientes en reducir la respuesta, sin incrementar las fuerzas cortantes totales. Esto no sucede en el edificio de quince niveles. En este caso el uso de disipadores de energía es muy poco eficiente y conviene más utilizar contravientos como refuerzo.

Limón y Ruiz (1997) estudian un marco estructural con periodo de vibración de 2s que debe reforzarse debido a su cambio de uso. En el estudio se suponen tres distintas distribuciones espaciales de disipadores. El edificio se somete a la acción del movimiento registrado en la estación SCT en 1985. Los autores demuestran que, para ese caso, es mejor reforzar el edificio con contravientos que con disipadores de energía sísmica. Esta recomendación se basa tanto en un análisis de la respuesta estructural como en un análisis de costos de construcción.

Tena y Vergara (1997) analizan dos alternativas de refuerzo de un edificio existente de diez niveles con periodo de vibración original de 1.96s, ubicado cerca del parque de la Alameda en el centro de la ciudad de México. Se hace la observación de que las ordenadas espectrales de pseudoaceleración del registro empleado (N-S Alameda-85) para 2% de amortiguamiento, son similares tanto para los periodos de la estructura reforzada con contravientos (0.9s) como con disipadores ADAS (1.19s). Debido a lo anterior, las fuerzas máximas cortantes de entrepiso resultan mayores para el caso en que se usan contravientos que para el caso en donde se usan disipadores, debido a que la estructura con disipadores presenta mayor amortiguamiento. Asimismo, las fuerzas transmitidas a la cimentación son mayores para el caso de refuerzo con contravientos. Los desplazamientos de entrepiso son similares para ambas alternativas de refuerzo. Por otro lado, para el caso en estudio, los costos iniciales del refuerzo de la superestructura con disipadores ADAS resultan 1.91 veces mayores que los que utilizan contravientos. Se concluye que es mejor utilizar contravientos debido a que en este caso la cimentación no requiere reforzarse. Probablemente si requiriera reforzarse convendría más utilizar disipadores ya que estos dan lugar a menores solicitaciones en la cimentación.

Análisis Paramétricos de Sistemas de un Nivel

En México se han realizado estudios para ver la influencia de distintos parámetros en la reducción de la respuesta de sistemas con disipadores de energía tipo-histerético. Algunos de estos estudios son los siguientes:

Gómez, Rosenblueth y Jara (1993) analizan marcos de nivel y una cruja ante tres sismos típicos del valle de México, correspondientes a terrenos blando, intermedio y duro. Varían el periodo fundamental original, la rigidez final de los modelos y el desplazamiento de fluencia de los dispositivos ADAS. Los autores muestran que al incluir dispositivos disipadores o diagonales

acero se reduce la deformación máxima del sistema original. Se compara el comportamiento de modelos marco-disipadores y el de los modelos rigidizados con contravientos. Los autores concluyen que cuando los modelos originales se refuerzan de manera que su rigidez final es 2.5 veces la del marco original, resulta más adecuado utilizar contravientos que disipadores de energía, siempre y cuando el periodo se encuentre entre 1 y 2s. Se indica que para estructuras que tengan periodos iguales o mayores que 2s puede ser mejor utilizar disipadores que contravientos, cuando estas estructuras se ubican en terrenos como el de la SCT, el cual tiene un periodo dominante de 2s. Se subraya que en algunos casos los refuerzos pueden incrementar el costo de la cimentación por aumento en los momentos de volteo. Los autores indican que se requieren estudios costo-beneficio para definir las condiciones de aplicabilidad práctica de los dispositivos.

Arista y Gómez (1993) presentan un estudio paramétrico de sistemas estructurales de un nivel con disipadores de energía y con rigidez asimétrica en planta. Dichos sistemas se someten a la acción de registros sísmicos correspondientes a zonas de terrenos duro, intermedio y blando de la ciudad de México. Se supone que la asimetría que se trata en este caso es producto de una mala instalación de los disipadores, de defectos en la construcción de los mismos o de un mal programa de mantenimiento. Los autores recomiendan que los criterios de diseño de estructuras con disipadores deben tomar en cuenta las posibles excentricidades de rigidez causadas por los dispositivos, ya que estos pueden causar grandes concentraciones de ductilidad en algunos elementos estructurales.

Jara (1998) elabora espectros de ductilidad y de distorsión angular de sistemas de un grado de libertad ante el registro SCT-85, para dos resistencias del sistema original. En dicho estudio se analizan estructuras reforzadas con contravientos, y reforzadas con disipadores. Se supone que ambas tienen el mismo periodo inicial. No se establece la condición de que el daño sea el mismo en ambas estructuras. Debido a las suposiciones antes mencionadas, el autor llega a la conclusión de que en la zona descendente del espectro de SCT no es recomendable utilizar disipadores de energía para el refuerzo de edificios, y que en la zona comprendida entre 1 y 2 s es más recomendable utilizar disipadores en vez de contravientos. Estas conclusiones son muy diferentes a las publicadas por Martínez Romero (1993), Valles Mattox (1993), Gómez *et al* (1993), Jara (1996), y Limón y Ruiz (1997).

Alvarez y Ruiz (1997) realizan un estudio sobre la influencia que tiene la rigidez flexionante de las trabes con respecto a la de las columnas en el desempeño de los disipadores TADAS y ADAS. Asimismo, analizan la influencia de la modelación estructural de los disipadores en la respuesta de sistemas de un nivel y una crujía. Por otro lado, mediante el método del elemento finito, evalúan la influencia de la carga axial en ambos los disipadores ADAS. Concluyen que, para ciertos casos, se pueden generar cargas axiales sobre las placas de los disipadores, lo que modifica su capacidad de deformación. Esto generalmente no se considera en el diseño.

Programas de cómputo

Los programas de cómputo más utilizados en México para el análisis de estructuras con disipadores de energía son los siguientes: ETABS-6, SAD-SAP, DRAIN-TABS, DRAIN-2D y DRAIN-2DX. En las últimas fechas se ha empezado a utilizar el programa SAP-2000.

ESTUDIOS SOBRE CONFIABILIDAD Y OPTIMACIÓN DE SISTEMAS CON DISIPADORES

En los últimos años se han realizado avances importantes en los planteamientos de confiabilidad de sistemas con disipadores. Enseguida se mencionan las principales aportaciones en esta línea de investigación.

Esteva y Díaz (1993a, 1993b) han formulado modelos matemáticos que describen la acumulación de daño, la probabilidad de transición entre estados sucesivos de un sistema y la evolución de la confiabilidad del sistema con la historia sísmica. Dentro de los conceptos sobre daño acumulado se involucra el desarrollo de modelos constitutivos del comportamiento de elementos estructurales con degradación de rigidez y de resistencia (Rodríguez y Esteva, 1993; Díaz y Esteva, 1993).

Usando estos conceptos se han realizado estudios sobre la influencia de la ductilidad de diseño y la distribución espacial de los disipadores de energía sobre las demandas de ductilidad e índices de daños (Campos, 1998).

Esteva, Díaz y García (1998) han establecido criterios para diseño, reparación y mantenimiento de sistemas con disipadores basados en la minimización de la suma de los costos iniciales, de daño y de mantenimiento.

USO DE DISIPADORES DE ENERGÍA EN LA PRÁCTICA

Los primeros disipadores de energía que se utilizaron en México fueron los tipo ADAS (Martínez Romero, 1993). Disipadores de este tipo se han colocado en tres edificios de la ciudad de México y en dos de Acapulco, Gro. A continuación se hacen algunos comentarios sobre cada uno de estas estructuras.

El primer edificio reforzado en México con disipadores (ADAS) fue el del Hospital de Cardiología, ubicado dentro del centro Siglo XXI del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS). Se trata de un edificio de cinco niveles sobre el nivel del terreno. El refuerzo en este caso se hizo de forma externa, de modo que la obra no interfiriera con la operación normal del edificio, lo que significó una gran ventaja.

El segundo edificio reforzado con disipadores ADAS es uno de doce niveles, localizado en Izazaga 38. Sus periodos fundamentales en los sentidos longitudinal y transversal eran de 2.33s y 3.82s antes de reforzarse, y de 2.01s y 2.24s respectivamente, después de reforzarse con disipadores. El responsable de estos trabajos (Martínez Romero, 1993) opina que si este edificio se hubiese reforzado en forma convencional se habrían incrementado sustancialmente tanto las cargas cortantes basales como las cargas actuantes sobre la cimentación.

Actualmente se está finalizando el refuerzo de un tercer edificio con disipadores ADAS. Este corresponde a las oficinas centrales del IMSS. Está ubicado en Av. Reforma 476. Se trata de un edificio de once niveles más planta baja y sótano localizado en la zona de transición (II) de la ciudad de México, con periodo dominante de vibración de 1.2s. En el cuerpo central del edificio y en uno de los laterales se han instalado siete acelerómetros digitales distribuidos en la azotea, en el nivel 3 y en el sótano (Pérez Rocha *et al*, 1997). El edificio estaba totalmente reforzado hasta

nivel 3 en noviembre de 1997. Hasta esta fecha los acelerómetros habían registrado los efectos de seis temblores, dos de ellos con magnitud 7.3 (el de Ometepepec y el de Playa Azul). Ante el movimiento provocado por de uno de estos eventos (Ometepepec, 14 septiembre de 1995) se identificó que los disipadores incursionaron en el intervalo no lineal (hasta esa fecha se habían reforzado la planta baja, el mezzanine, el nivel 1 y 60% del nivel 2).

Existen otras estructuras (nuevas) construidas con disipadores ADAS en Acapulco Gro. Estas son la terminal portuaria TMM (Trans. Marit. Mex.) y dos torres altas de condominios (Juárez, 1998).

En México se ha utilizado también otro tipo de disipadores para el refuerzo de un edificio. Estos son los que disipan energía por fricción (Sánchez Martínez, 1993); se emplearon en el sistema de diagonales de acero que constituye el refuerzo del Hospital 20 de Noviembre del ISSTE, en la esquina de las Avs. Coyoacán y Félix Cuevas en el Distrito Federal.

Recientemente se construyó un edificio de cinco niveles con disipadores viscoelásticos (Miranda *et al*, 1998). Este edificio alberga una sucursal de la compañía norteamericana 3M, misma que produce los disipadores que se incluyeron en el edificio. Este se ubica en el fraccionamiento Santa Fé, al oeste de la ciudad de México. El terreno en esa zona es duro. El edificio tiene un periodo de vibración cercano a 1s. Los responsables del análisis estructural (Miranda *et al*, 1998) hacen notar que este tipo de dispositivos disipan energía aún para niveles bajos de deformación. Para el diseño de la estructura (basado en el desempeño de la estructura) se tomó en cuenta que los disipadores viscoelásticos son sensibles a los cambios de temperatura.

CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES

En México, como en todo el mundo, existen pocas recomendaciones normativas sobre el diseño sísmico de edificios con disipadores. Algunas propuestas de autores mexicanos son las siguientes:

Silva y Ruiz (1993) proponen un procedimiento iterativo para el diseño de marcos estructurales nuevos con disipadores de energía de tipo histerético. Debido a las condiciones particulares del estudio en dicho trabajo se impone que el marco con disipadores tenga un periodo de vibración igual al marco convencional del cual se parte (condición que no debe imponerse en general). Con el fin de comparar resultados, además se impone como condición que el daño en ambas estructuras sea similar. Las condiciones de diseño que se establecen son las siguientes: 1) que la rigidez de los disipadores varíe de manera proporcional a la rigidez de los entrepisos, 2) que estos tengan suficiente capacidad de deformación para que los disipadores trabajen adecuadamente, 3) que la ductilidad desarrollada por los disipadores sea adecuada, 4) que el marco que contiene a los disipadores tenga un comportamiento casi lineal, y 5) que las distorsiones de entrepiso no sean mayores a las recomendadas por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Este procedimiento implica realizar varios análisis no lineales paso a paso en el tiempo.

Sánchez *et al* (1993) plantea diferentes alternativas para instalar disipadores en marcos estructurales y algunas bases muy generales para el diseño de estructuras con estos dispositivos. Además, proponen un criterio para evaluar en forma empírica el grado de daño acumulado en los disipadores durante su vida útil

Esteva y Veras (1998) y Esteva *et al* (1998) proponen un criterio para el diseño sísmico de edificios nuevos y para el refuerzo de edificios con disipadores de energía. Las condiciones de diseño se expresan en términos de las ductilidades nominales de disipadores y estructura, de los valores permisibles de estas ductilidades, y del desplazamiento relativo de entrepiso. El temblor de diseño se expresa en términos de espectros no lineales de aceleraciones para distintas ductilidades demandadas. Para llegar al diseño final es necesario realizar iteraciones para lograr que todas las condiciones de diseño se satisfagan. Los pasos detallados de este proceso de diseño se encuentran en un artículo de estas memorias.

REGLAMENTACIÓN SOBRE DISIPADORES EN MÉXICO

El concepto de disipación externo de energía sísmica es relativamente nuevo dentro del diseño de edificios. La reglamentación oficial en todo el mundo es mínima. En México aún no se cuenta con una normatividad oficial para diseño de este tipo de estructuración.

Ruiz y Alvarez (1995) revisaron la normatividad oficial de treinta y siete países, miembros de la Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica. Se puso especial énfasis en el diseño, construcción y refuerzo de edificios con elementos reductores de la respuesta sísmica (aisladores de base y disipadores de energía sísmica). Se encontró que la mayoría de las normas revisadas permiten utilizar estos dispositivos con la condición de que los diseños sean aprobados por las autoridades correspondientes. También es el caso del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

El Comité de Normatividad y Criterios de Diseño Sísmico de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, coordinado por el Dr. L. Esteva, presentará dentro del programa del Simposio, algunas ideas sobre la reglamentación sobre edificios con disipadores de energía sísmica. Se espera que durante la sesión correspondiente participen los asistentes al evento, proponiendo al Comité algunas acciones a seguir.

COMENTARIOS FINALES

A continuación se hacen algunos comentarios sobre los temas revisados:

1. Los pocos estudios experimentales hechos en nuestro país se han realizado sólo en dos instituciones: el I. de I. - UNAM y el CENAPRED, ambos ubicados en la ciudad de México. No se han realizado pruebas en instituciones del interior de la República. Esto en parte se debe a la falta de instalaciones de tipo experimental, y en parte a la falta de interés por este tipo de estudios, quizá porque normalmente consumen gran cantidad de tiempo, de energía y de recursos económicos.
2. Gran parte de los análisis realizados en México tratan con disipadores basados en la deformación plástica del acero. Se le ha dado mucho menor importancia al estudio de disipadores compuestos por materiales viscosos o viscoelásticos. Es deseable que en el futuro se cubrieran también estos temas, incluyendo estudios de tipo económico.

- 3 Los esfuerzos dedicados a estudios analíticos en computadora son mucho mayores que los invertidos en pruebas experimentales y en análisis costo-beneficio. Es necesario dedicar más esfuerzos a estas dos líneas.
4. También es necesario dedicar esfuerzos a establecer lineamientos de diseño de edificios con disipadores de energía. El Comité de Normatividad y Criterios de Diseño Sísmico de la SMIS podría dar recomendaciones para coordinar dichos esfuerzos.
5. Hasta la fecha ha habido poca discusión e intercambio de experiencias entre los distintos grupos de trabajo (entiéndase distintas instituciones) dedicados al estudio de este tema.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la DGAPA – UNAM (Proyecto 107695) el apoyo para el desarrollo de este tema.

REFERENCIAS

- Aguirre, M., "Disipador de energía montable sobre contravientos en V invertida", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 2127, 1993.
- Aguirre, M. y Sánchez, R., "Pruebas de elementos disipadores de energía sísmica", *Revista Construcción y Tecnología*, Vol. I, No. 10, 7-18, marzo 1989.
- Alonso, J., "Estudios experimentales del sistema ADAS", Seminario Internacional Instrumentación sísmica y uso de elementos disipadores de energía, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México D. F., octubre 1990.
- Alvarez, J. L. y Ruiz, S. E., "Influencia de la carga axial en el comportamiento de dispositivos disipadores de energía tipo ADAS y TADAS", VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica y I Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, Vol I, 515-524, noviembre 1997.
- Arboleda, J., "Disipación de energía en estructuras en vibración", Trabajo presentado en la DEPFI-UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, dirigido por N. Rodríguez Cuevas, enero 1988.
- Arista, A., y Gómez, R., "Respuesta sísmica de modelos estructurales con distribución asimétrica de disipadores de energía", X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal., 833-840, 1993.
- Ávila, J. A. y Gutiérrez, K. I., "Comparación de la respuesta sísmica inelástica de edificios tipo escuela con y sin disipadores de energía", X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, SMIE, Zacatecas, Zac., 474-483, 1994.

Ávila, J. A. y Gutiérrez, K. I., "Comparación del comportamiento sísmico inelástico de un edificio de diez niveles estructurado sin y con disipadores de energía", X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, Yuc., 197-206, 1996.

Campos, D., "Diseño óptimo de edificios con disipadores de energía", Tesis doctoral en proceso, DEPI-UNAM, 1998.

Chávez Gómez, J. H. y González Alcorta, R., "Efecto de dos tipos de amortiguadores externos en la respuesta de una estructura metálica de dos niveles", VIII Congreso de Ing. Sísmica y VII Congreso de Ing. Estructural, Vol. III, F341-F350, Acapulco, Gro., 1989.

Díaz, O. y Esteva, L., "Seismic damage indexes in decisions related to structural safety", Proc. 7th IFIP WG7.5 Working Conference, University of Colorado, Boulder, 1993.

Echavarría, A., Aguirre, M., Maldonado, J. y López Batiz, O., "Dynamic behavior of two type of energy dissipation devices "shear-panel" and "oval-shaped steel strips", XI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Artículo 1505, Acapulco, Gro., México, junio 23-28, 1996.

Echegaray y Ladrón de Guevara, M., "Algunos aspectos prácticos del análisis, implementación y diseño de amortiguadores antisísmicos", XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Vol. I, 1141-1151, Veracruz, Ver., 1997.

Escobar, J. A. y Sánchez Ramírez, R., "Ensayes ante carga estática y dinámica de un dispositivo disipador de energía", Informe interno, Proyecto 8522, Instituto de Ingeniería, UNAM, julio 1998.

Esteva, L. y Díaz, O., "Optimum decisions related to design and replacement of seismic energy dissipators", Proceedings of ICOSSAR'93, Structural Safety and Reliability. Editors: Schueller, Shinozuka y Yao, Innsbruck, Austria, 653-660, 1993.

Esteva, L. y Díaz, O., "Influence of cumulative damage on the seismic reliability of multistory frames", Proceedings IFIP 5th WP7.5, Working Conference on Reliability and Optimization of Structural Systems, Takamatsu, Japón, 1993.

Esteva, L., Díaz, O., y García, J., "Practical seismic design criteria and life-cycle optimization for structures with hysteretic energy-dissipating devices", Asia-Pacific Workshop on Seismic Design and Retrofit of Structures, Taipei, Taiwan, ROC, agosto 10-13, 1998.

Esteva, L. y Veras, L., "Criterios de ductilidad y desempeño para el diseño sísmico de estructuras con disipadores histeréticos de energía", Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, "Disipadores de energía para controlar la respuesta sísmica de edificios", SMIS, Toluca, Edo. de México, septiembre, 1998.

González Alcorta, R., "Respuesta de estructuras provistas de dispositivos externos de disipación de energía tipo solera", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 40, 47-74, diciembre 1990.

González Alcorta, R. y Cordova Nava, M., "Análisis del comportamiento de un edificio de la ciudad de México con diferentes sistemas de rigidización", Informe a la DGAPA-UNAM, Proyecto IN306791, 1992.

González Alcorta, R., Muriá Vila D., Díaz Najera, D., "Respuesta teórica y experimental de una estructura prototipo con disipadores de energía sísmica", Informe interno, Proyecto 2555, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1994.

Gómez, C., Rosenblueth, E. y Jara, J. M., "Estudio paramétrico de estructuras con disipadores de energía", Boletín, Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 3, No. 1, 1-25, 1993.

Jara, J. M., "Comportamiento de edificios con disipadores de energía", X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, Yuc. 306-315, 1996.

Jara, J. M., "Comportamiento de estructuras con mesas resonantes y disipadores de energía", Tesis doctoral, DEPI-UNAM, junio 1998.

Juárez A., Enrique Martínez Romero, S.A., comunicación personal, agosto 1998.

Kelly, J. M., Skinner, R. I. y Heine, A. J., "Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures", Bulletin of New Zealand Nat. Soc. for Earthquake Engineering, 5(3), 63-88, 1972.

Limón, L. y Ruiz, S. E., "Un ejemplo sobre dos alternativas de refuerzo: disipadores de energía o contravientos", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Editores A. Barbat y R. Aguiar, Vol. 2, No. 1, 75-91, 1997.

Martínez Romero, E., "Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures", *Earthquake Spectra*, Vol. 9, Núm 3, 581-626, agosto 1993.

Miranda, E., Alonso, J. y Lai M-L, "Performance-based design of a building in Mexico City using viscoelastic dampers", 6th National Conference on Earthquake Engineering, IC-3, Seattle, Washington, mayo-junio 1998.

Martínez Rueda, J. E., "Application of passive devices for the retrofitting of reinforced concrete structures", X Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Artículo 54, Acapulco, Gro., México, junio 23-28, 1996.

Ocampo, R., Del Valle, E. y Escamilla, S., "Reporte sobre el comportamiento de un modelo de nueve niveles en el que se ensayó el dispositivo desarrollado por el Dr. Avtar Pall", presentado a la Secretaría General de Obras del D. F., México, D. F., 1987.

Pérez Rocha, L. E., Avilés, J. y Tena Colunga, A., "Identificación de los efectos de elementos ADAS en la respuesta sísmica de un edificio instrumentado", XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Vol. I, 1152-1161, Veracruz, Ver., 1997.

Rodriguez, F y Esteva, L., "Valuación del daño acumulado en la respuesta sísmica de estructuras provistas con sistemas disipadores de energía", X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal. 492-499, 1993.

Ruiz, E., Mejía, R. y Ruiz, S. E., "Comparative study of a multistory frame with energy dissipation devices and without them", XI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Artículo 1535, Acapulco, Gro., 1996

Ruiz S. E. y Alvarez, J. L., "Panorámica sobre la reglamentación de edificios con dispositivos reductores de la respuesta sísmica", Riesgo Sísmico y Reglamentación de Diseño, IV Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Oaxaca, Oax., 109-126, 1995.

Ruiz, S. E., Urrego, O. y Silva, L., "Influence of the spatial distribution of energy-dissipating bracing elements on the seismic response of multi-storey frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 1511-1525, 1995.

Sánchez Martínez, J. L., "Ideas relativas al comportamiento estructural de construcciones rigidizadas con elementos metálicos", III Simposio Internacional de Estructuras de Acero y VI Simposio Nacional de Estructuras de Acero, IMCA, Vol. II, 320-337, 1993

Sánchez, R., Martín, S. y Ramos, A., "Evaluación analítica de alternativas para instalar elementos disipadores de energía sísmica en edificios", Informe de investigación elaborado para la DGAPA. Proyecto 2555, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1993.

Silva, F. L. y Ruiz, S. E., "Consideraciones sobre el diseño sísmico de marcos con dispositivos disipadores de energía", X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal., 863-869, 1993.

Tena Colunga, A., Gómez Soberón C. y Vargas Ortega, E., "Evaluación sísmica de dos edificios de concreto reforzado reestructurados con dispositivos de energía tipo ADAS", X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Puerto Vallarta, Jal., 818-825, 1993.

Tena Colunga A., y Vergara, A., "Comparative study of the seismic retrofit of a mid-rise steel building: steel bracing vs energy dissipation", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol 26, 637-655, 1997.

Urrego, O., Ruiz, S. E. y Silva, F. L., "Influencia de la distribución de disipadores de energía en la respuesta sísmica de un edificio", X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Puerto Vallarta, Jal., 849-855, 1993.

Urrego, O. y Ruiz, S. E., "Comportamiento sísmico de marcos estructurales contraventados y con disipadores de energía en sus diagonales", IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, SMIE, Zacatecas, Zac., 484-491, 1994.

Valles Mattox, R., "Estudio comparativo de reforzamiento: amortiguadores ADAS vs diagonales de contraventeo", III Simposio Internacional de Estructuras de Acero y VI Simposio Nacional de Estructuras de Acero, IMCA, Vol II, 337-356, noviembre 1993.

Vargas, E., Hernández, J. C., Urrutia, R. y González Alcorta, R., "Influencia de los dispositivos de energía en el comportamiento dinámico de dos edificios ", X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Puerto Vallarta, Jal., 849-855, 1993.

Vargas, E., Jara, J. M., González Alcorta, R. y Gómez C., "Comportamiento sísmico de edificios con sistemas disipadores de energía"; IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. I, 4.41-4.51, 1991.

Vargas, E., Urrutia, R., Hernández, J. C. y González Alcorta, R., "Comportamiento de dos edificios con sistemas de rigidización y disipación de energía sometidos a la acción de un sismo", Boletín, Centro de Investigación Sísmica Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 5, No. 1, 23-41, 1993.

Vera, R. y Ramírez de Alba, H., "Panel con dispositivos disipadores de energía", X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, SMIE, Zacatecas, Zac., Vol II, 480-487, 1996.

ANÁLISIS DE UN CASO EN EL QUE ES MÁS CONVENIENTE REFORZAR CON CONTRAVIENTOS QUE CON DISIPADORES DE ENERGÍA

Luis A. Limón Sánchez* y Sonia E. Ruiz Gómez**

* Estudiante graduado de la Maestría en Estructuras, Instituto Politécnico Nacional.

** Investigadora Titular, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

RESUMEN

Un edificio de 20 niveles y tres crujiás cambiará su uso y se reforzará con dos tipos de refuerzos: disipadores de energía sísmica y contravientos. Dicho edificio se encuentra en la zona blanda de la ciudad de México. Se analizó con el sismo de la SCT de 1985 utilizando un análisis dinámico paso a paso. Se proponen dos distribuciones espaciales de los disipadores y una para el contraventeado. Este último modelo es más conveniente utilizarlo para edificios que tengan un periodo inicial de 2s. La explicación de este comportamiento se encuentra a partir de los espectros de respuesta lineales y no lineales.

SUMMARY

A step by step inelastic dynamics analysis is made for each frame each 20 stories and 3 bays reinforced concrete building, which is located on soft soil of Mexico city. This building will be changed and retrofitted with two kind of retrofit systems: energy dissipation and steel brace systems. The structural model are subjected to the SCT-EW accelerogram recorded on soft soil in Mexico city during November 19th, 1985 earthquake. The results show that the best option for retrofit buildings with a period of 2s is the steel brace. An explanation about this conclusion is given, on the basis of a comparison of the linear and nonlinear response spectra.

INTRODUCCIÓN

Uno de los objetivos de este trabajo es elegir, entre varias alternativas, el mejor sistema de refuerzo de un marco de 20 niveles y tres crujiás de concreto reforzado (figura 1). El marco corresponde a un edificio con periodo fundamental de vibración igual a 2.0 s, el cual está ubicado en la zona blanda (III) del Distrito Federal. La estructura fue diseñada con un coeficiente sísmico $c = 0.10$. Es necesario reforzar el edificio debido a que cambiará su uso porque pasará de ser una estructura del grupo B al grupo A.

Se plantean las siguientes alternativas de refuerzo, que se incluirán en los marcos de la periferia.

A) Usar contravientos (figura 2b),

B) Incluir disipadores de energía sísmica. Sobre esta opción se proponen las siguientes dos soluciones:

- 1) Colocar disipadores en los elementos diagonales que se indican en la figura 2c. En este caso los disipadores son de solera doblada, como los que ha probado en su laboratorio el Instituto de

Ingeniería de la UNAM (Aguirre y Sánchez, 1992). A esta alternativa de refuerzo se le denomina en este trabajo: caso UNAM.

- 2) Añadir disipadores TADAS en las tres crujeas de los ocho pisos inferiores, y en la crujía central del marco en los pisos restantes (figura 2d). A esta solución se le denomina aquí: caso TADAST.

Las alternativas de refuerzo planteadas siguen los lineamientos de diseño que se mencionan en la sección 3 de este trabajo (reforzamiento del edificio).

La elección de la mejor solución de refuerzo se hace a partir de un análisis de costos y de análisis de la respuesta dinámica de cada una de las estructuras para ello se obtienen sus respuestas estructurales ante la acción del sismo de diseño supuesto.

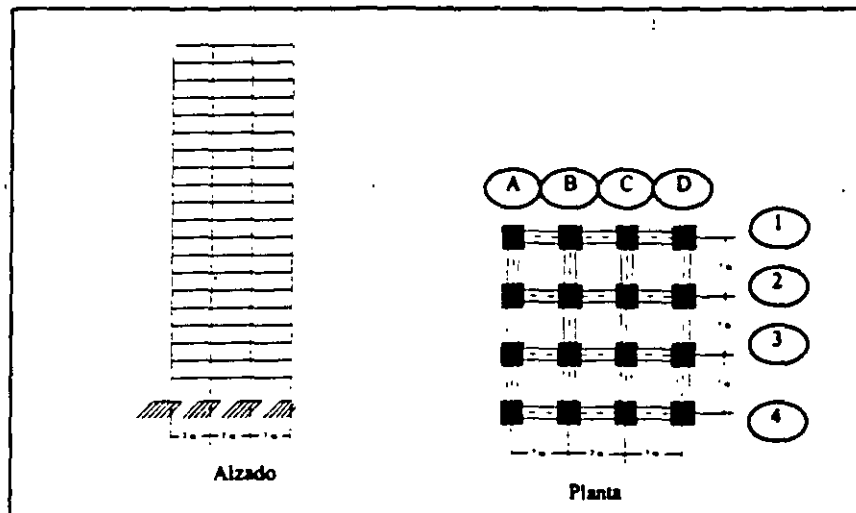


Figura 1. Planta tipo y dimensiones del marco

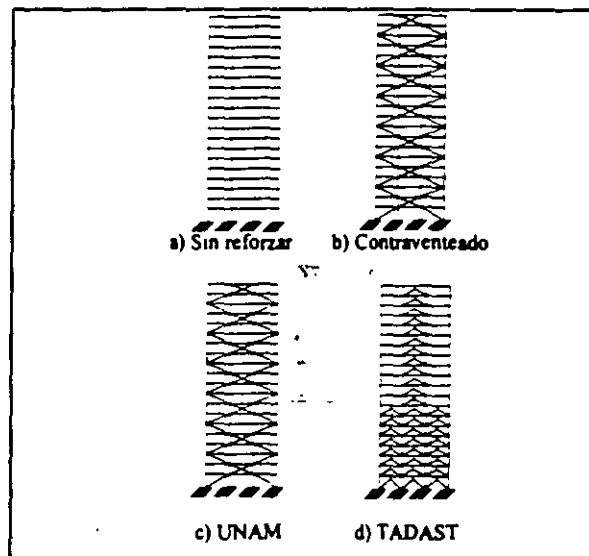


Figura 2. Arreglos propuestos para reforzar el edificio.

DESCRIPCIÓN Y UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El marco original pertenece a un edificio de 20 niveles ubicado en la zona céntrica de la ciudad de México cuyo período dominante de vibración es de 2 s, similar al de la estructura que se va a reforzar. Las dimensiones de las columnas y trabes, y la geometría del marco se muestran en la Tabla 1 y en la figura 1.

Dimensiones de trabes y columnas		
Nivel	Columnas (cm)	Trabes (cm)
17 al 20	80 x 80	45 x 95
13 al 16	90 x 90	
9 al 12	100 x 100	
5 al 8	110 x 110	
1 al 4	120 x 120	

Tabla 1. Dimensiones definitivas de trabes y columnas del marco a reforzar

Se supone que el espectro de diseño del sitio es igual al del registro obtenido en el patio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, componente EW, el 19 de septiembre de 1985 (SCT-85). Los espectros de aceleraciones para amortiguamientos críticos (AMOR) de 5, 10, 15, 20 y 25% se presentan en la figura 3a para el caso lineal, y en la figura 3b para el no lineal correspondiente a demandas de ductilidad de 2.

nivel	P _s (kg)	A _p (cm ²)	f _a (kg/cm ²)	L efectiva (cm)	R	C _c	KL/R	F _a (kg/cm ²)	Tipo de sección
20	54700.00	61.81	884.97	653.00	6.81	128.00	95.89	960.45	OR 178 x 9.5 mm
19	54700.00	61.81	884.97	653.00	6.81	128.00	95.89	960.45	OR 178 x 9.5 mm
18	100100.00	112.28	891.52	653.00	7.52	128.00	86.84	1034.95	OR 203 x 15.8 mm
17	100100.00	112.28	891.52	653.00	7.52	128.00	86.84	1034.95	OR 203 x 15.8 mm
16	100100.00	112.28	891.52	644.00	7.52	128.00	85.64	1044.48	OR 203 x 15.8 mm
15	137400.00	118.71	1157.44	644.00	9.75	128.00	66.05	1189.99	OR 254 x 12.7 mm
14	137400.00	118.71	1157.44	644.00	9.75	128.00	66.05	1189.99	OR 254 x 12.7 mm
13	137400.00	118.71	1157.44	644.00	9.75	128.00	66.05	1189.99	OR 254 x 12.7 mm
12	162000.00	144.52	1120.95	634.00	11.84	128.00	53.55	1272.39	OR 305 x 12.7 mm
11	162000.00	144.52	1120.95	634.00	11.84	128.00	53.55	1272.39	OR 305 x 12.7 mm
10	162000.00	144.52	1120.95	634.00	11.84	128.00	53.55	1272.39	OR 305 x 12.7 mm
9	183000.00	170.32	1074.45	634.00	13.92	128.00	45.55	1320.63	OR 356 x 12.7 mm
8	183000.00	170.32	1074.45	625.00	13.92	128.00	44.90	1324.37	OR 356 x 12.7 mm
7	183000.00	170.32	1074.45	625.00	13.92	128.00	44.90	1324.37	OR 356 x 12.7 mm
6	198500.00	149.00	1332.21	625.00	16.13	128.00	38.75	1358.73	OR 406 x 9.5 mm
5	198500.00	149.00	1332.21	625.00	16.13	128.00	38.75	1358.73	OR 406 x 9.5 mm
4	198500.00	149.00	1332.21	615.00	16.13	128.00	38.13	1362.07	OR 406 x 9.5 mm
3	198500.00	149.00	1332.21	615.00	16.13	128.00	38.13	1362.07	OR 406 x 9.5 mm
2	198500.00	149.00	1332.21	615.00	16.13	128.00	38.13	1362.07	OR 406 x 9.5 mm
1	198500.00	149.00	1332.21	654.00	16.13	128.00	40.55	1348.92	OR 406 x 9.5 mm

Tabla 2. Revisión de esfuerzos en los contravientos.

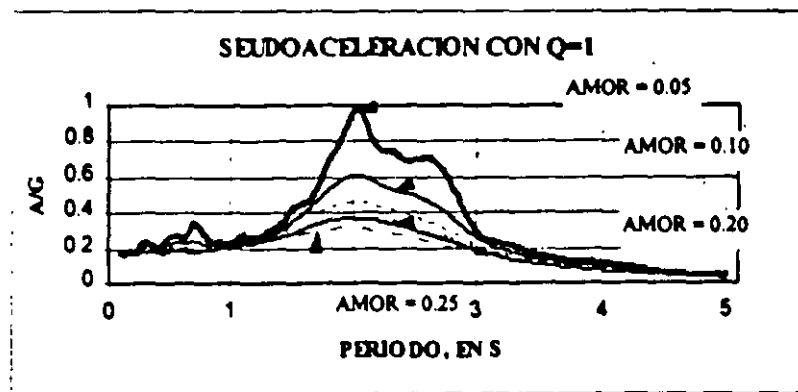


Figura 3.a Espectro de pseudoaceleraciones correspondientes a diferentes amortiguamientos. Comportamiento lineal.

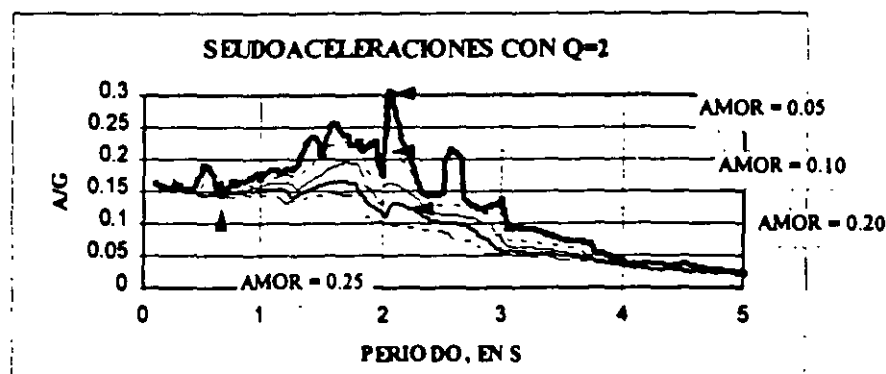


Figura 3.b. Espectro de pseudoaceleraciones correspondientes a diferentes amortiguamientos. Comportamiento no lineal.

REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO

La primera alternativa de refuerzo es mediante contravientos (figura 2b). Las secciones de acero y sus pesos se listan en la Tabla 2. En el diseño de dichos contravientos se verificó que su resistencia al pandeo fuese apropiada. En la Tabla 2 también se hace ver el cálculo relativo al pandeo. En dicha tabla P_s representa la carga axial actuante en los contravientos en la condición más desfavorable que se obtiene de un análisis paso a paso, A_p el área transversal de la sección, f_a el esfuerzo actuante, L la longitud efectiva, R el radio de giro, C_c el punto donde se divide el la zona plástica de la inelástica, K'/R la relación de esbeltez y F_a el esfuerzo permisible. En este trabajo se supusieron las mismas secciones en las diagonales de todos los casos analizados. Los pesos totales de entrepiso varían de 165 ton en el primer piso a 123 ton en último piso.

Cuando el marco reforzado con contravientos se excita con el registro SCT-85 fluyen los contravientos de los cinco entrepisos inferiores; sin embargo, su incursión al intervalo no lineal es muy ligera. En este caso el marco de concreto permanece dentro del intervalo elástico lineal.

Los diseños de los tres marcos con disipadores se hicieron de tal forma que cumplieran con las siguientes condiciones de diseño:

- A) Se deben respetar las especificaciones del RCDF-1993 relativas a estados límites de falla y de servicio.
- B) Las ductilidades de desplazamiento desarrolladas por los elementos disipadores deben estar dentro de las especificadas por los fabricantes de los disipadores. Dichas ductilidades deberán comprobarse en pruebas de

laboratorio. Generalmente estas demandas de ductilidad se adoptan del orden de 6 para los sistemas disipadores que se emplean en este estudio.

C) La sollicitación desarrollada en los elementos del marco debe ser menor que su resistencia.

D) El marco estructural con disipadores debe ser capaz de desarrollar la ductilidad demandada ante la sollicitación de diseño.

El proceso de diseño de los disipadores se hizo en forma iterativa. Se introdujo el número mínimo necesario de disipadores en cada entrepiso, de forma que se cumplieran los incisos A, B, C y D mencionados arriba. Las características (dimensiones y propiedades mecánicas) y el número de los disipadores empleados en cada entrepiso definieron el valor de su resistencia y de su rigidez.

En este estudio se prestó atención a que los disipadores tuvieran una demanda de ductilidad apropiada, y que al mismo tiempo los desplazamientos laterales del marco fuesen menores que el 1.2% de la altura del entrepiso.

Con el fin de cumplir con los incisos A-D antes listados el marco con disipadores en su crujía central (caso TADAS) tuvo que reforzarse. Dicho refuerzo consistió en encamisar las columnas y las vigas de los ocho entrepisos inferiores, así como las de toda la crujía central. De esta forma se proporcionó mayor rigidez y resistencia lateral al marco.

El resumen de las rigideces y resistencias de los disipadores para los dos casos de refuerzo con amortiguamiento externo se presenta en la Tabla 3. En dicha tabla, y en lo que sigue, las siglas UNAM y TADAST corresponden a los incisos 1 y 2 mencionados en la sección 1.B de este escrito. En esta tabla se indican también el número de disipadores (No.) que se requiere por entrepiso.

Entrepiso	Disipadores en las diagonales por entrepiso (caso UNAM)			TADAS en tres crujías por entrepiso (caso TADAST)		
	Rigidez (kg./cm)	Resistencia (kg.)	No.	Rigidez (kg./cm)	Resistencia (kg.)	No.
20	146302.00	53638.00	26	4917.24	3022.69	1
19	146302.00	53638.00	26	4917.24	3022.69	1
18	270096.00	99024.00	48	9834.48	6045.38	2
17	270096.00	99024.00	48	9834.48	6045.38	2
16	270096.00	99024.00	48	49172.4	30226.9	10
15	371382.00	136158.00	66	49172.4	30226.9	10
14	371382.00	136158.00	66	98344.8	60453.8	20
13	371382.00	136158.00	66	98344.8	60453.8	20
12	478295.00	175355.00	85	122931	75567.25	25
11	478295.00	175355.00	85	122931	75567.25	25
10	478295.00	175355.00	85	122931	75567.25	25
9	478295.00	175355.00	85	186855.12	114862.22	38
8	478295.00	175355.00	85	265530.96	163225.26	54
7	478295.00	175355.00	85	368793	226701.75	75
6	540192.00	198048.00	96	368793	226701.75	75
5	540192.00	198048.00	96	368793	226701.75	75
4	540192.00	198048.00	96	368793	226701.75	75
3	540192.00	198048.00	96	368793	226701.75	75
2	540192.00	198048.00	96	368793	226701.75	75
1	540192.00	198048.00	96	516310.2	317382.45	105

Tabla 3. Características de los disipadores en los marcos reforzados.

Se hace notar que para el caso del disipador tipo UNAM, la fuerza de fluencia P_f es de 2.06 ton (Aguirre y Sánchez, 1990). Para el disipador tipo TADAS la P_f es de 2.63 ton y un momento de fluencia M_f de 1.09 ton-m (Tsai et al, 1993). Con estos datos se pueden calcular las dimensiones de los disipadores.

Una vez que se haya diseñado el disipador es conveniente calcular cual sería la cantidad máxima de ellos en una diagonal. Para el caso tipo UNAM la longitud de cada disipador es de 24.33 cm y la longitud de las diagonales es de 615 cm, por lo que se tiene una capacidad de 25 piezas por cada uno de los lados, o sea una capacidad de 100 disipadores por diagonal. Además se tiene que considerar el anclaje a la columna que para este caso es de 15 cm, o sea se ubicarían 96 piezas por diagonal. En este caso se requiere ubicar 96 disipadores por entrepiso (ver columna 4 de la Tabla 3), o sea $96/2 = 48$ disipadores en cada diagonal.

ANÁLISIS DINÁMICO DE LAS ESTRUCTURAS

Cada uno de los marcos se sometió a la acción del sismo de diseño. En las figuras 4a, b, c y d se presentan las rotaciones plásticas que se forman en cada uno de los marcos. Como se observa en dichas figuras las rotaciones plásticas en casi todos los casos se forman en las vigas y no en las columnas, con lo que se cumple con la filosofía de diseño: "columna fuerte - viga débil".

El periodo de vibrar de la estructura convencional es de 2 s, el del marco contraventeado de 1.33 s, y los marcos con disipadores se encuentran entre 1.33 y 2 s.

La figura 5 muestra los desplazamientos máximos de cada marco. Se puede constatar que el nivel de daño (asociado a las articulaciones plásticas) es mayor a medida que los desplazamientos laterales crecen.

La figura 6 nos muestra los desplazamientos relativos de entrepiso de todos los casos mostrados en la figura 2 así como el desplazamiento permitido por el Reglamento de Construcciones del D.F. (RCDF-1993). En esta se puede ver claramente que el desplazamiento relativo de los entrepisos 4 al 11 del marco sin reforzar es mayor al permitido por el RCDF-1993. Todos los demás marcos reforzados presentan desplazamientos menores al permitido por dicho reglamento.

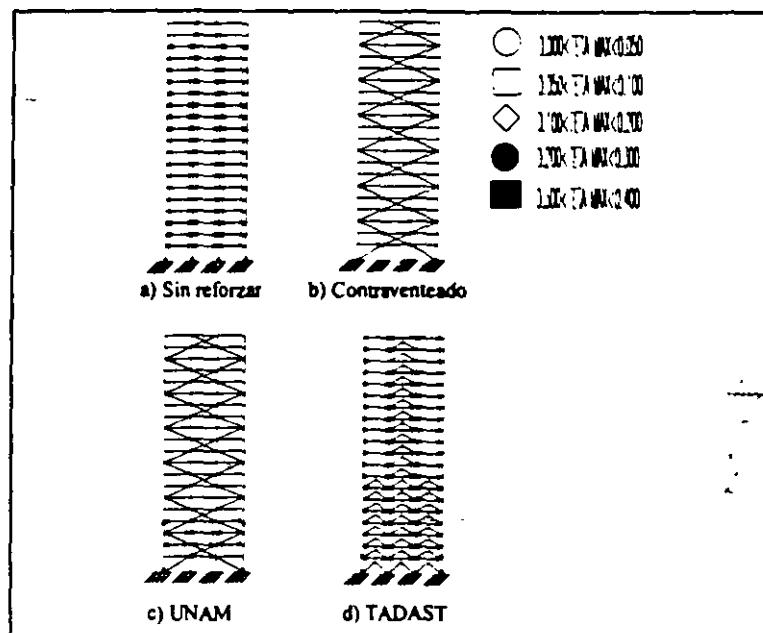
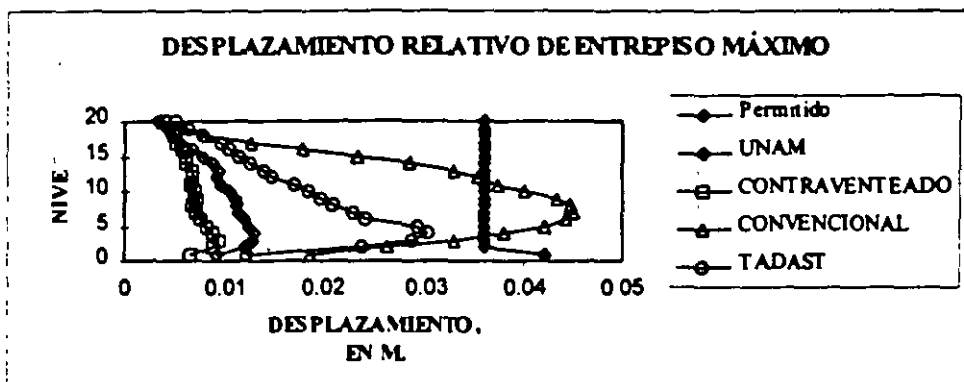
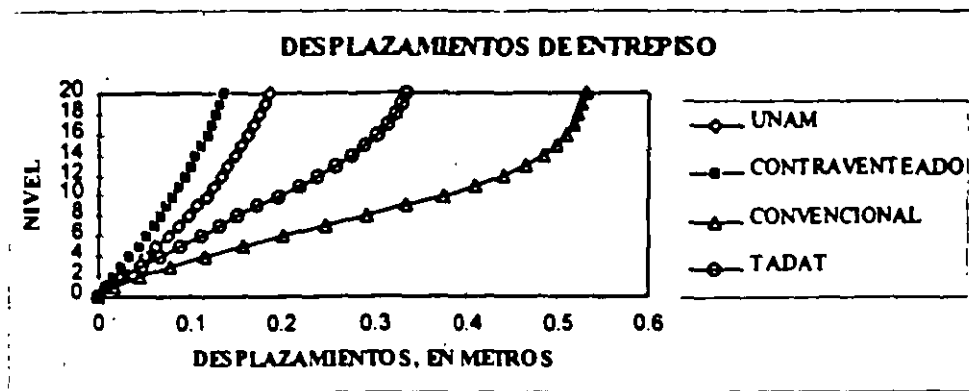
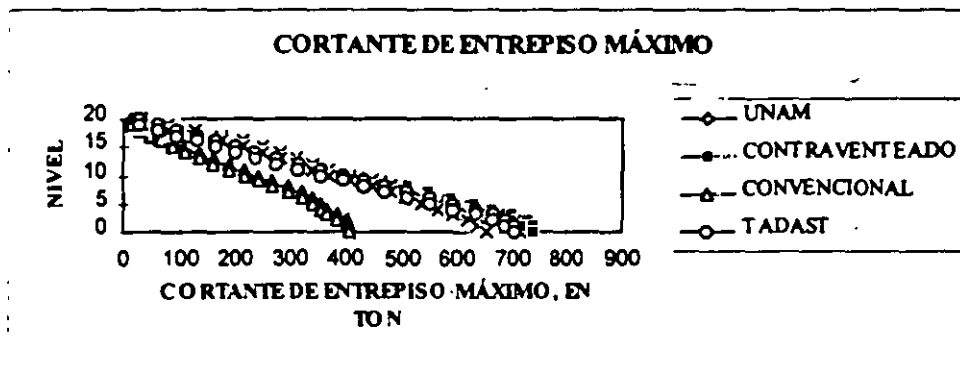


Figura 4. Articulaciones plásticas de los marcos.



FUERZAS CORTANTES ENVOLVENTES DE ENTREPISO

La figura 7 muestra las fuerzas cortantes envolventes de entrepiso de los diferentes marcos. Como puede verse los cortantes de entrepiso de los tres marcos reforzados con disipadores son similares entre sí y a su vez muy parecidos a los del marco contraventeado. Estos presentan un valor envolvente entre 65 y 82 % mayor que el del marco sin reforzar. Estos porcentajes son suficientemente grandes para que las estructuras reforzadas puedan considerarse como del grupo A, según lo que especifica el RCDF-93.



La Tabla 4 presentan los momentos de volteo máximos y los coeficientes sísmicos máximos desarrollados en el marco sin reforzar, en el marco contraventeado y en los dos marcos reforzados con disipadores. Los valores de esta tabla hacen ver que los momentos de volteo y los coeficientes sísmicos desarrollados en la base de los marcos

reforzados son similares, lo que implica que los esfuerzos en la cimentación de los tres marcos reforzados son muy parecidos, independientemente del tipo de refuerzo.

		Momento máximo de volteo (ton - metro)	Coefficiente sísmico desarrollado
Marco sin reforzar		15203.65	0.13
Marcos reforzados	Contraventeado	24460.20	0.24
	Disipadores en sus diagonales (UNAM).	23553.50	0.23
	TADAS en las tres crujías hasta el octavo piso y en toda la crujía central (TADAS).	23483.75	0.23

Tabla 4. Momentos de volteo máximos instantáneos y coeficientes sísmicos máximos.

DEMANDAS DE DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA

Los diseños de los elementos disipadores se hicieron de tal manera que sus demandas de ductilidad resultaran dentro de valores adecuados. Para verificar el comportamiento de los disipadores se obtuvieron las relaciones fuerza - deformación de algunos elementos. Las ductilidades desarrolladas son del orden de 6.

DEMANDAS DE DUCTILIDAD DE ENTREPISO

Se verificó que la demanda de ductilidad de entrepiso desarrollada por los marcos ante el temblor de diseño fuese la adecuada. El desplazamiento lateral demandado se obtuvo con el programa DRAIN-2D. Para obtener el desplazamiento de fluencia de cada entrepiso se cargó lateralmente cada marco con fuerzas horizontales monotónicamente crecientes ("push over").

A partir de los desplazamientos de fluencia de entrepiso y de los desplazamientos máximos desarrollados por el marco ante el temblor de diseño se obtuvieron las demandas de ductilidad de entrepiso de cada marco. Las que en promedio son iguales a 0.74 para el marco contraventeado, 1.12 para el marco con disipadores en las diagonales, y 2.62 para el llamado TADAST. Esto indica que la ductilidad demandada en los entrepisos están dentro de límites aceptables.

ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS EN COLUMNAS

Los cortantes que se desarrollan en los ejes de columnas A (exterior) y B (interior). Se indican que para ambos ejes de columnas los valores menores de fuerzas cortantes corresponden a las columnas del marco contraventeado, mientras que los máximos corresponden al eje B del marco denominado TADAST y a los primeros ocho niveles del eje A del mismo marco. Esto último se asocia al hecho que estas columnas son reforzadas.

Se obtuvieron los valores absolutos de los momentos flexionantes máximos correspondientes a los extremos de las columnas de los ejes A y B de los marcos en estudio. Los momentos menores se presentan en el marco contraventeado (excepto en los primeros pisos que son en donde fluyen algunas diagonales).

Se hace notar de que en muy pocas columnas de los marcos en estudio se formaron articulaciones plásticas (ver figura 4). Es decir, los momentos de los que se habla arriba son, en general, menores a los de fluencia.

FUERZAS AXIALES MÁXIMAS EN COLUMNAS

En la figura 8 se presentan las fuerzas axiales máximas que actúan sobre las columnas. Si se desearan obtener las fuerzas axiales máximas sobre la cimentación se debería añadir la contribución de los elementos diagonales.

En los ejes de columnas A resultan mayores las fuerzas axiales de los marcos contraventeados UNAM y TADAST que las del marco convencional. Esto es lógico debido a la distribución de los elementos diagonales que llegan al eje de columnas A. Por la misma razón, el eje de columnas B presenta mayores cargas axiales en el marco llamado TADAST que en todos los demás. A la altura del octavo entrepiso se presenta un cambio brusco debido al refuerzo que se introdujo en los ocho pisos inferiores.

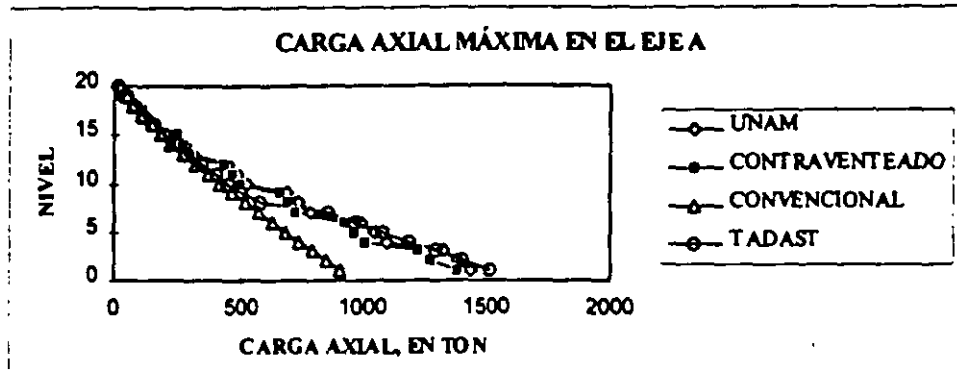


Figura 8. Cargas axiales máximas de columnas en el eje A (columnas exteriores)

COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

La figura 5 hace ver que los desplazamientos de entrepiso menores corresponden al marco contraventeado, el cual presenta un comportamiento casi lineal. Por otro lado, la Tabla 4 muestra que el momento de volteo correspondiente al marco con contravientos se encuentra entre 3 y 4 por ciento mayor que los momentos de los marcos con disipadores. La figura 7, referente a las fuerzas cortantes de entrepiso, muestra una tendencia similar. Lo anterior indica que la respuesta estructural del marco con contravientos es más favorable que la de los tres marcos con disipadores, ya que por un lado el marco presenta menos desplazamiento lateral y menos daño estructural, y por otro, las sollicitaciones de diseño de la cimentación son solo 3-4 % mayores que las de los marcos con disipadores.

Este comportamiento se puede explicar cualitativamente a partir de los espectros de aceleración y desplazamiento del sismo de diseño. En lo que sigue el marco con contravientos se asociará a los espectros lineales (ver figura 3a), y los marcos con disipadores a los espectros no lineales para demandas de ductilidad de 2 (ver figura 3b).

1) El periodo fundamental de vibrar del marco contraventeado es igual a 1.33 s, y tiene un comportamiento casi lineal. De la figura 3a se deduce que la ordenada espectral de aceleraciones para 5% de amortiguamiento crítico es igual a 0.25g, donde g representa la gravedad.

2) Los periodos equivalentes fundamentales de los marcos con disipadores se encuentran entre valores poco mayores que 1.33 s y menores que 2 s. La demanda de ductilidad global de los marcos con disipadores es de 2 aproximadamente, según se mencionó anteriormente. A partir de la figura 3b se obtiene que la correspondiente ordenada espectral del espectro no lineal para 5% de amortiguamiento se encuentra entre 0.20 g y 0.26 g, para periodos comprendidos entre 1.33 y 2.0 s.

Las ordenadas espectrales que se mencionan en los dos incisos anteriores son cercanas entre sí. Algo similar sucede con las estructuras aquí analizadas. En la Tabla 4 se mencionó que el coeficiente sísmico desarrollado varía entre 0.23 y 0.24 para los marcos reforzados.

Lo anterior se presenta debido a que en el primer caso el marco se rigidizó al añadirle contravientos pero conservó un comportamiento lineal, mientras que los marcos con disipadores no se rigidizaron tanto y presentan un comportamiento no lineal que se concentra básicamente en los disipadores. La demanda de ductilidad global de los marcos reforzados con disipadores varía entre 1.12 y 2.62.

ANÁLISIS DE COSTOS

El punto anterior muestra que, para el marco analizado, el uso de disipadores de energía no presenta ventajas sobre el uso de contravientos, por otro lado el utilizar estos últimos resulta más económico que el emplear disipadores. Por lo tanto, es impráctico hacer un análisis de costos detallado cuando es obvio que el marco con contravientos es más económico.

CONCLUSIONES

Se ha demostrado que, para el caso analizado, es mejor reforzar la estructura con contravientos que con disipadores de energía. La estructura original tiene un periodo fundamental de vibración igual a 2 s y está ubicada cerca de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (zona de terreno blando de la Ciudad de México).

A partir de la explicación que se dio anteriormente se puede deducir que algo similar puede suceder con estructuras con periodos comprendidos entre 1.5 y 2.5s. Para el sismo de diseño aquí tratado. Es decir, que para estructuras con periodos originales en dicho intervalo es más conveniente utilizar contravientos que disipadores. Un estudio paramétrico con sistemas de un nivel y una crujía realizado por Gómez, Rosenblueth y Jara (1993) también así lo indica.

A partir de la misma explicación, se puede deducir que para reforzar edificios cuyos periodos son mayores que 2.5 s, puede ser más conveniente utilizar disipadores de energía que contravientos (Montiel M. y Silva F., 1998).

Reconocimientos

Se agradece a F. L. Silva sus valiosos comentarios. Este estudio forma parte del proyecto UNAM-DGAPA-IN107695.

REFERENCIAS

1. Aguirre M. y Sánchez R. 1990. "Disipadores de energía sísmica", revista "Construcción y Tecnología, IMCyC.
2. Kanaan, A. y Powell, G. 1973. "DRAIN-2D: A general purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures", Report UBS/EERC-73-6, Universidad de California en Berkeley.
3. Gómez C., Rosenblueth E. y Jara, J. M. (1993). "Estudio paramétrico de estructuras con disipadores de energía", Boletín, Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 3, Núm.1.
4. Limón L.A. 1997. "Análisis y diseño de marcos estructurales con disipadores de energía sísmica y con contravientos", tesis de maestría. Sección de Estudios de Posgrado e Investigación de la E.S.I.A. del I.P.N.
5. Tsai, K-Ch, Chen, H-W, hong Ch-P y Su, Y-F., 1993, "Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction", Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 3.
6. Montiel M. y Silva F., 1998, "Dos alternativas de refuerzo de un edificio de 27 niveles : con dispositivos disipadores de energía sísmica y contravientos", Memorias del Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, Nuevo León.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

**CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA CON DISPOSITIVOS DE
DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA**

**DR. EDUARDO MIRANDA MIJARES
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA CON DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA

Eduardo Miranda¹

1. INTRODUCCIÓN

Para la mayoría de las estructuras resulta muy costoso diseñarlas para que tengan un comportamiento completamente elástico durante sismos intensos. Los sismos de gran magnitud ocurren con muy poca frecuencia, por lo que la probabilidad de que ocurran durante la vida útil de la estructura es, por lo general, relativamente baja. Si uno optimiza el costo total de la estructura durante su vida útil, esto es, el costo inicial de su construcción más los costos asociados a la reparación de daños debidos a los sismos que se presenten durante la vida útil, por lo general es más económico permitir que la estructura tenga cierto nivel de daño durante sismos muy intensos que pueden o no ocurrir durante la vida útil de la estructura que diseñar una estructura que no tenga absolutamente ningún daño aún en sismos de gran intensidad. Es por ello que la filosofía de diseño sismorresistente que actualmente se usa en prácticamente todas las regiones sísmicas del mundo permite que las estructuras experimenten un comportamiento inelástico durante sismos intensos.

Los objetivos generales de reglamentos de diseño sismorresistente son:

- Que la estructura no tenga ningún tipo de daño (ya sea estructural o no estructural) durante sismos de baja intensidad;
- Que la estructura no tenga daños estructurales durante sismos moderados, aunque se pueden experimentar daños en elementos no estructurales;
- Que la estructura no sufra un derrumbe aún en sismos de gran intensidad.

Como resultado de esta filosofía de diseño, es posible diseñar las estructuras para fuerzas sísmicas menores que las necesarias para mantenerlas completamente elásticas durante sismos intensos. En la mayor parte de los reglamentos de diseño la reducción de fuerzas sísmicas de diseño se lleva a cabo por medio del uso de factores de reducción que dependiendo del reglamento, reciben diferentes nombres (factor de comportamiento sísmico, factores modificadores de la respuesta, etc.). En una estructura convencional, o sea aquella que no tiene dispositivos de disipación de energía, el comportamiento inelástico ocurre en los elementos estructurales, por lo que diseñar con fuerzas reducidas implica que se acepten daños estructurales durante sismos intensos.

Si bien estos objetivos implican tres estados límite de diseño, la mayor parte de los reglamentos actuales únicamente revisan el último estado límite, esto es, el tratar de evitar el colapso de la estructura durante sismos de gran intensidad.

En sismos recientes, principalmente el sismo de México en 1985, el sismo de Loma Prieta en 1989, el sismo de Northridge en 1994 y el sismo de Hyogo-ken-Nambu (Kobe) en 1995 se observó que si bien la mayor parte de las estructuras no sufrieron un colapso, y por lo tanto cumplieron con el objetivo que actualmente se revisa en los reglamentos de diseño, cientos de estructuras sufrieron cuantiosos daños materiales. Basados en estas experiencias se ha iniciado una fuerte tendencia a nivel mundial de no solo evitar el derrumbe de las estructuras, si no de poder tener estructuras con un comportamiento predecible en que se pueda tener un control adecuado del nivel de daño ante diferentes intensidades de sismo. Esto se puede lograr al revisar el posible comportamiento estructural no solo para sismos de gran intensidad, sino también para sismos de baja y moderada intensidad con la finalidad de tratar de lograr que la estructura tenga un comportamiento adecuado durante diferentes intensidades sísmicas. Esta filosofía de diseño recibe el nombre de *Diseño Basado en Desempeño Estructural*.

¹ Asesor de investigación del área de Riesgos Geológicos del CENAPRED.

El objetivo principal de los dispositivos de disipación de energía es eliminar, o bien limitar a valores relativamente bajos, las demandas de deformaciones inelásticas en elementos estructurales (trabes, columnas, losas, etc.) y concentrar la totalidad, o bien la mayor parte de las demandas de deformaciones inelásticas, y por lo tanto de disipación de energía en elementos especialmente diseñados para poder disipar grandes cantidades de energía sin daño o bien con un mínimo de daño.

Si bien los primeros dispositivos de disipación pasiva de energía se desarrollaron hace más de 25 años, es precisamente después de estos sismos recientes y a raíz de la tendencia a mejorar el control del daño que se ha dado un fuerte impulso a la investigación y desarrollo de dispositivos de disipación de energía y se han empezado a incorporar en algunas estructuras.

2. PRINCIPIOS GENERALES DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Un movimiento de terreno introduce energía en una estructura, ya en la estructura, una parte de esta energía se transforma en energía elástica de movimiento y deformación, E_E , y otra parte es disipada. La parte de la energía que disipa la estructura recibe justamente el nombre de energía disipada, E_D . Basado en el principio de la conservación de la energía, debe existir un equilibrio energético entre la energía de entrada E_I y la suma de la energía elástica y la energía disipada, esto es,

$$E_E + E_D = E_I \quad (1)$$

A su vez, la energía elástica en la estructura está formada por energía almacenada en deformación elástica, E_S , (energía potencial) y por energía de movimiento, E_K , (energía cinética). El porcentaje de la energía elástica que se transforma en energía cinética y en energía de deformación elástica varía en cada instante del temblor, durante un ciclo de vibración la energía de deformación elástica es máxima cuando la estructura alcanza su deformación lateral máxima. En dicho instante la velocidad de la estructura es nula por lo que la energía cinética también es nula. Por otra parte, cuando la estructura está vibrando y pasa por la posición de nula deformación lateral, la energía de deformación elástica es nula o aproximadamente nula y la velocidad es máxima por lo que la energía cinética es máxima. Al igual que con la energía de entrada, siempre debe existir un equilibrio energético en la energía elástica, esto es

$$E_K + E_S = E_E \quad (2)$$

Existen dos fuentes principales que la estructura puede utilizar para disipar energía. La primera es por medio de energía de amortiguamiento, E_ξ , y la segunda es por medio de energía histerética a través de deformaciones inelásticas, E_H . El equilibrio energético de la energía disipada esta entonces dado por:

$$E_\xi + E_H = E_D \quad (3)$$

Substituyendo las ecuaciones 2 y 3 en la ecuación 1 se obtiene la ecuación dinámica de equilibrio energético la cual está dada por:

$$E_K + E_S + E_\xi + E_H = E_I \quad (4)$$

Un principio fundamental del diseño sismorresistente es que las capacidades estructurales deben ser mayores a las demandas sísmicas. Esto se refiere a todo tipo de capacidades y demandas. Por ejemplo la capacidad de deformación lateral de la estructura debe ser mayor que la demanda sísmica de deformación lateral en la estructura. Otro ejemplo es que la ductilidad de la estructura (su capacidad de deformación en rango inelástico) debe ser mayor que la demanda de ductilidad. De igual forma, debe lograrse que la capacidad de disipación de energía de la estructura debe ser mayor que la demanda de energía histerética. Si se observa la ecuación 4, esto

implica que un adecuado diseño sismorresistente implica o bien incrementar el lado izquierdo de la ecuación o bien disminuyendo el lado derecho.

El incrementar el lado izquierdo de la ecuación se puede lograr incrementando la resistencia lateral de la estructura con lo que se incrementa la importancia de los dos primeros términos con respecto al tercero y en particular con respecto al cuarto término. Sin embargo ello implica un incremento en el costo de la estructura.

La filosofía actual del diseño sismorresistente al aceptar deformaciones inelásticas en la estructura, permite que una buena parte de la energía de entrada sea disipada por medio de energía histerética, E_H . En una estructura convencional que no tiene dispositivos de disipación de energía esto implica que se acepta que existan importantes demandas de deformación inelástica (demandas de ductilidad y demandas de energía histerética) en elementos estructurales en caso de sismos de gran intensidad. Por lo general, los reglamentos de diseño buscan que sean los extremos de las trabes los puntos en donde se lleve a cabo esta deformación inelástica. Sin embargo, tanto en elementos estructurales convencionales (columnas, trabes, losas y muros) de concreto como en elementos de acero, el aceptar deformaciones inelásticas se traducen en diferentes niveles de daño. En estructuras de concreto aún si están adecuadamente diseñadas y se evitan fallas frágiles este daño puede consistir en diferentes niveles de agrietamiento, pérdida del recubrimiento, pandeo del acero longitudinal, etc. En forma análoga, en estructuras de acero, aún si están adecuadamente diseñadas y se evitan fallas frágiles este daño puede consistir en fluencias locales de los patines y almas de elementos estructurales, daños en las losas de concreto o bien diferentes niveles de pandeos locales en patines o almas de elementos estructurales.

Las nuevas tecnologías para controlar la respuesta de las estructuras durante movimientos sísmicos se basan fundamentalmente en reducir la energía de entrada en la estructura, E_I , o sea disminuir el lado derecho de las ecuaciones 1 y 4, o bien incrementar la capacidad de disipación de energía de la estructura, esto es incrementar E_D . La disminución de la energía de entrada se puede lograr por medio del aislamiento sísmico, mientras que el incremento en la capacidad de disipación de energía de la estructura se puede lograr por medio de la colocación de elementos con gran capacidad de disipación de energía que reciben el nombre de *dispositivos disipadores de energía*. En lengua castellana algunos ingenieros se refieren a estos dispositivos como “amortiguadores”, sin embargo la utilización generalizada de dicho término para todo tipo de dispositivos disipadores de energía está mal empleada, ya que, como se verá más adelante, solo cierto tipo de dispositivos de disipación de energía son en realidad amortiguadores, esto es, dispositivos que disipan energía a través de energía de amortiguamiento E_A .

Los dispositivos disipadores de energía son elementos estructurales que están específicamente diseñados para poder disipar grandes cantidades de energía sin tener daño, o bien experimentando un muy limitado nivel de daño. Una estructura nueva o existente en que se coloquen disipadores de energía puede ser diseñada o bien para eliminar por completo el daño estructural, o sea el concentrar la totalidad de la disipación de energía histerética en los disipadores, o bien el concentrar la mayor parte de la disipación de energía en dichos elementos y limitar el nivel de daño en los elementos estructurales convencional (columnas, trabes, losas y muros). Así mismo, los dispositivos disipadores de energía también pueden lograr disminuciones importantes en las demandas de deformación relativa de entrepiso o bien de aceleraciones de piso, por lo que también se pueden utilizar para eliminar o disminuir en forma significativa el daño en elementos no estructurales. No cabe duda que la investigación y desarrollo de dispositivos de energía es uno de los aspectos de mayor interés en la ingeniería sísmica en la actualidad y seguramente en el futuro la mayoría de las estructuras incorporarán este tipo de nuevas tecnologías.

3. BENEFICIOS DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Como se mencionó anteriormente, una estructura puede disipar energía por medio de amortiguamiento, E_A , o bien por medio de histéresis, E_H . Así pues, los dispositivos disipadores de energía son elementos estructurales que están específicamente diseñados para poder disipar importantes cantidades de energía por medio de amortiguamiento, por medio de histéresis, o sea por medio de deformaciones inelásticas, o bien por medio de una combinación de ambos.

3.1 REDUCCIONES EN FUERZAS SÍSMICAS

Con el uso de disipadores de energía, por lo general, se pueden obtener importantes reducciones en las fuerzas sísmicas, lo que implica que el uso de dispositivos disipadores de energía puede traducirse en elementos estructurales de menores dimensiones. La magnitud de las reducciones en fuerzas sísmicas depende de los siguientes factores: (a) la intensidad y contenido de frecuencia del movimiento sísmico; (b) las características dinámicas de la estructura; y (c) el tipo de dispositivo disipador de energía.

En la figura 1 se muestra el espectro elástico calculado para sistemas con diferentes niveles de amortiguamiento al ser sometidos a la componente este-oeste del movimiento de terreno registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Las fracciones de amortiguamiento crítico que se muestran en esta figura van desde un 5% del amortiguamiento crítico hasta un 70% del amortiguamiento crítico. Puede verse que en la medida en la que se incrementa el amortiguamiento en la estructura, se reducen las fuerzas sísmicas. Las reducciones en coeficientes sísmicos, que se observan en este espectro corresponden aproximadamente a las reducciones en fuerzas sísmicas que se obtienen al incrementar la capacidad de disipación de energía de amortiguamiento, o sea cuando se incrementa el amortiguamiento de la estructura. Las reducciones en coeficiente sísmico mostradas en la figura 1 corresponden a reducciones que se podrían lograr en estructuras con dispositivos disipadores de energía de amortiguamiento. Con frecuencia se han utilizado este tipo de espectros para ejemplificar las reducciones en fuerzas sísmicas de diseño en estructuras con dispositivos de disipación de energía, sin embargo es importante estar consciente que las reducciones mostradas en la figura 1 únicamente son congruentes con estructuras que tengan dispositivos disipadores de energía de amortiguamiento de tipo viscoso, como serían los disipadores con fluidos viscosos, pero NO corresponden a las reducciones en fuerzas que se producen en estructuras con otros tipos de dispositivos disipadores de energía como son los que disipan energía histerética (como por ejemplo los elementos ADAS, TADAS o disipadores por fricción) o bien los que disipan energía por amortiguamiento y por histéresis.

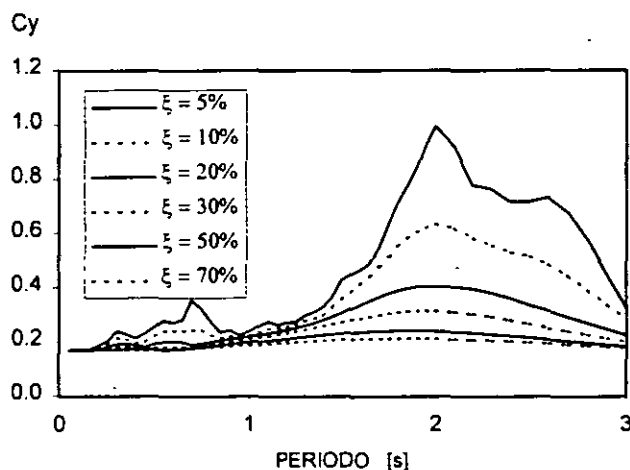


Figura 1 Espectro elástico correspondiente a la componente EW del registro de SCT de 1985, calculado para diferentes niveles de amortiguamiento

En la figura 2 se muestra el espectro inelástico calculado para sistemas con comportamiento no lineal elastoplástico para diferentes niveles de ductilidad correspondientes a sistemas con un amortiguamiento de 5% del amortiguamiento crítico al ser sometido a la componente este-oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Puede verse que en la medida en la que se incrementa la demanda de ductilidad, se reducen las fuerzas sísmicas. Las reducciones en coeficientes sísmicos, que se observan en este espectro corresponden aproximadamente a las reducciones en fuerzas sísmicas al incrementar la disipación de energía histerética, o sea

corresponden a las reducciones en fuerzas laterales que se pueden obtener en estructuras en las que se coloquen dispositivos de disipación de energía de tipo histerético.

Puede verse que si bien los espectros inelásticos son semejantes a los espectros elásticos con altos niveles de amortiguamiento, existen algunas importantes diferencias. Es importante tanto desde el punto de vista conceptual como desde el punto de vista práctico hacer diferencia entre las reducciones en fuerzas que se obtienen por disipación de energía de amortiguamiento y las reducciones en fuerzas que se obtienen por disipación de energía histerética.

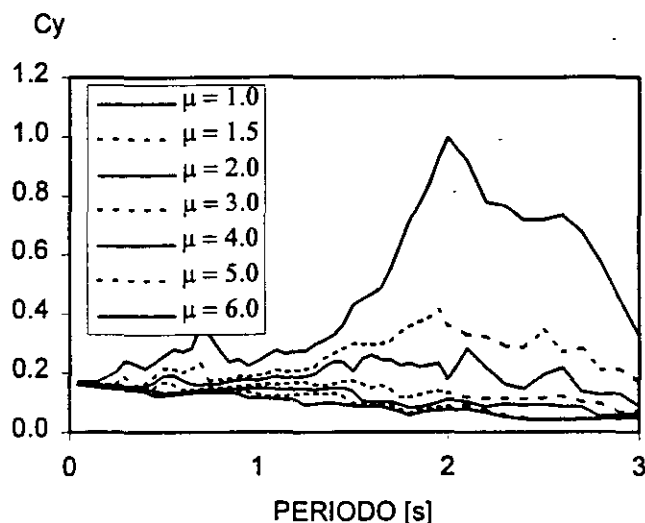


Figura 2 Espectro inelástico correspondiente a la componente EW del registro de SCT de 1985

Con la finalidad de ilustrar estas diferencias, en la figura 3 se muestran las disminuciones en coeficientes sísmicos con incrementos en demandas de ductilidad para un sistema con periodo de vibración de dos segundos al ser sometido a la componente este-oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

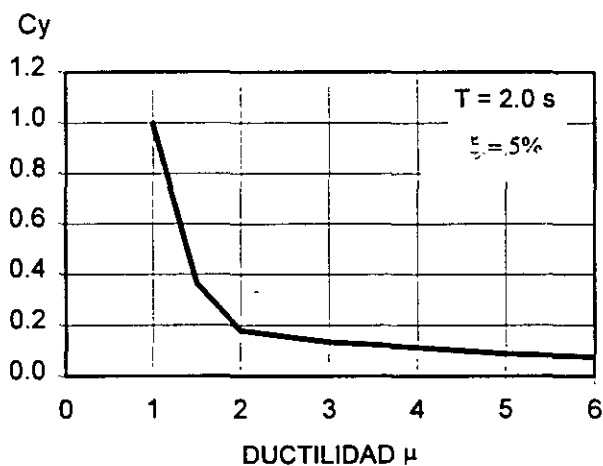


Figura 3 Disminución de coeficientes sísmicos en una estructura de dos segundos con incrementos en la capacidad de disipación de energía histerética al ser sometida al registro SCT-EW-85

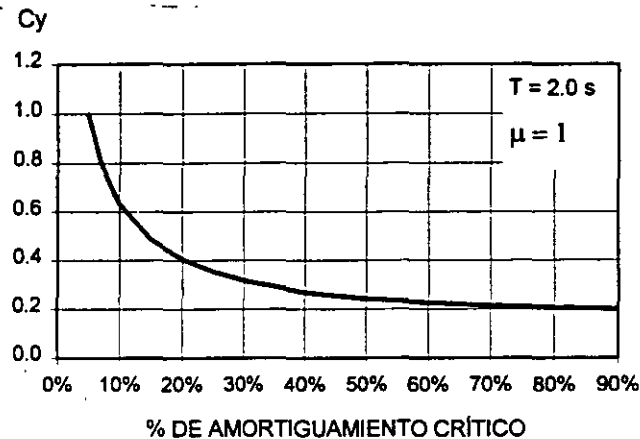


Figura 4 Disminuciones en coeficientes sísmicos en una estructura de dos segundos con incrementos en la capacidad de disipación de energía de amortiguamiento al ser sometidos al registro SCT-EW-85

En la figura 4 se muestran las disminuciones en coeficientes sísmicos con incrementos amortiguamiento en un sistema con periodo de vibración de dos segundos al ser sometido a la componente este-oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

Comparando las figuras 3 y 4 puede verse que si bien existen muchas semejanzas existen también algunas diferencias importantes. En la figura 3 puede verse que se produce una importante disminución del coeficiente sísmico con incrementos de la ductilidad de 1 a 2, mientras que la disminución en fuerzas sísmicas con incrementos en el amortiguamiento es más gradual. Así mismo, puede verse que el coeficiente sísmico tiene una disminución monótonica con incrementos en la demanda de ductilidad, llegando a observarse disminuciones desde 1.0 hasta menos de 0.08 en el coeficiente sísmico, mientras que, para este registro, las disminuciones en coeficiente sísmico por disipación de energía de amortiguamiento se vuelven asintóticas y el coeficiente sísmico llega a un mínimo de alrededor de 0.2, o sea que, para este caso en particular, la disipación de energía histerética puede llegar a tener una efectividad de más del doble que la disipación de energía de amortiguamiento para reducir las fuerzas sísmicas.

En la figura 5 se muestra el factor de reducción de fuerzas sísmicas debido a incrementos en el amortiguamiento estructural en un sistema con periodo de vibración de dos segundos al ser sometido a la componente este-oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Este factor de reducción se define como el cociente de la demanda de fuerza lateral en una estructura con comportamiento elástico lineal y con un amortiguamiento de 5% del amortiguamiento crítico a la demanda de fuerza lateral en una estructura con comportamiento elástico lineal y con amortiguamiento de hasta 90% del amortiguamiento crítico. La pendiente de esta curva representa una medida de la eficiencia del incremento en amortiguamiento para disminuir las fuerzas sísmicas. Puede verse que dicha pendiente disminuye con incrementos en el amortiguamiento, lo que implica que un determinado incremento en amortiguamiento es más efectivo en reducir las fuerzas sísmicas de la estructura cuando el amortiguamiento es bajo que cuando el amortiguamiento es alto. En este caso el factor de reducción máximo que se alcanza es de aproximadamente 5.

Por otra parte en la figura 6 se muestra el factor de reducción de fuerzas debido a incrementos en la capacidad de deformación inelástica de la estructura calculados para un sistema con periodo de vibración de dos segundos al ser sometido a la componente este-oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Este factor de reducción se define como el cociente de la demanda de fuerza lateral en una estructura con comportamiento elástico lineal y

con un amortiguamiento de 5% del amortiguamiento crítico a la demanda de fuerza lateral en una estructura con comportamiento no lineal y con amortiguamiento de 5% del amortiguamiento crítico pero que tiene diferentes niveles de capacidad de deformación inelástica. Al igual que con el caso anterior la pendiente de esta curva representa una medida de la eficiencia del incremento en la capacidad de disipación de energía histerética para disminuir las fuerzas sísmicas. Puede verse que si bien existe una pérdida de pendiente para ductilidades mayores a 2, ésta se mantiene relativamente constante a partir de este punto lo que hace que en este caso se puedan alcanzar mayores reducciones de fuerzas sísmicas con incrementos en la capacidad de disipación de energía histerética que con incrementos en el amortiguamiento. Puede verse que para este sistema se alcanza un factor de reducción de aproximadamente 13 para ductilidades de seis.

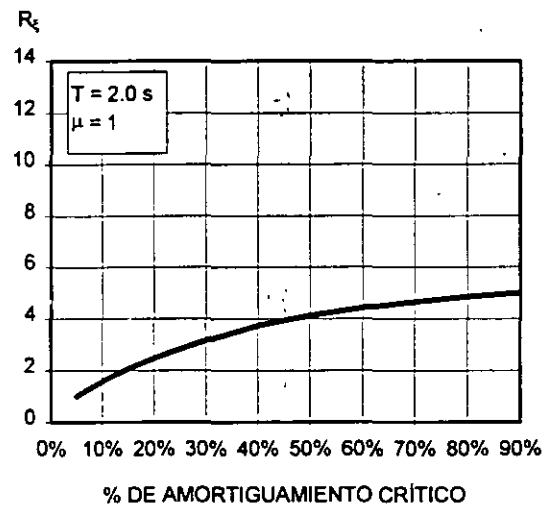


Figura 5 Variación del factor de reducción de fuerzas sísmicas debidas a disipación de energía de amortiguamiento con incrementos en el amortiguamiento en una estructura de dos segundos al ser sometida al registro SCT-EW-85

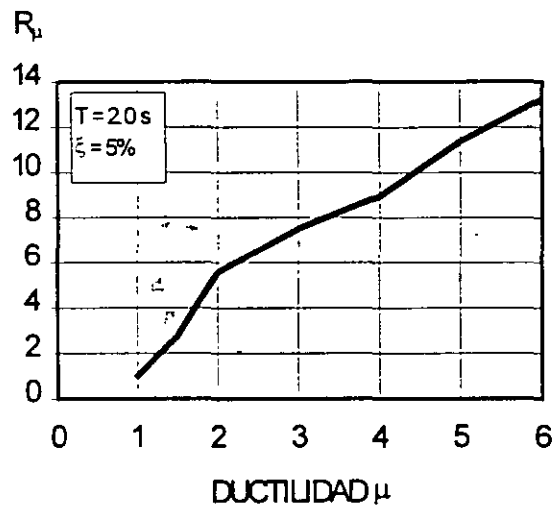


Figura 6 Variación del factor de reducción de fuerzas sísmicas debidas a disipación de energía de amortiguamiento con incrementos en el amortiguamiento en una estructura de dos segundos al ser sometida al registro SCT-EW-85

Comparando las figuras 5 y 6 puede verse que las reducciones en fuerzas con incrementos en la capacidad de disipación de energía de amortiguamiento pueden ser significativamente diferentes a las reducciones en fuerzas con incrementos en la capacidad de disipación de energía histerética, por lo que no deben utilizarse los espectros elásticos con diferentes niveles de amortiguamiento para ejemplificar las reducciones en fuerzas sísmicas que se pueden obtener con la colocación de dispositivos disipadores de energía de tipo histerético.

Es importante aclarar que las reducciones mostradas en estas figuras son muy grandes y muestran la enorme eficiencia de la disipación de la energía para reducir las fuerzas sísmicas en estructuras construidas sobre suelos muy blandos y cuyo periodo fundamental de vibración coincide aproximadamente con el periodo predominante del movimiento de terreno. Para otras situaciones, como podrían ser estructuras construidas sobre suelos firmes o bien estructuras construidas sobre suelos muy blandos pero cuyos periodos de vibración son mucho mayores o mucho menores que el periodo predominante del movimiento de terreno, las reducciones en fuerzas sísmicas pueden ser significativamente menores a las mostradas en las figuras 3 y 4. Para mayor referencia sobre reducciones en fuerzas sísmicas debidas a comportamiento no lineal puede consultarse a Miranda, 1993b; Miranda y Bertero, 1994; o Miranda, 1997.

Como se mencionó anteriormente el uso de disipadores de energía por lo general se traduce en importantes reducciones en las fuerzas sísmicas, lo que se traduce en elementos estructurales de menores dimensiones. Dependiendo del costo de los dispositivos disipadores de energía esto puede o no traducirse en costos iniciales de la estructura menores que los de estructuras convencionales, o sea aquellas que no tienen disipadores de energía. Sin embargo si el diseño de la estructura con disipadores es adecuado, aún en los casos en los que el costo inicial sea un poco mayor en estructuras con disipadores de energía comparado al de estructuras sin disipadores, el costo total de la estructura durante la vida útil de la estructura (tomando en cuenta el costo de las reparaciones por daños sísmicos) es, por lo general, menor en estructuras con dispositivos disipadores de energía. Desafortunadamente en los casos en los que la inversión inicial es un poco mayor, muchos inversionistas han desechado esta nueva opción por no considerar los ahorros que se pueden tener en el futuro, esto es, apuestan a que no se presentarán sismos de intensidad importante durante la vida útil de sus estructuras.

3.2 REDUCCIONES EN DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Con el uso de dispositivos disipadores de energía no sólo se puede obtener una disminución de la intensidad de las fuerzas, sino que también es posible obtener reducciones en las demandas de desplazamiento lateral.

En la figura 7 se muestra el espectro elástico de desplazamientos calculado para sistemas con diferentes niveles de amortiguamiento al ser sometidos a la componente este-oeste del movimiento de terreno registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Las fracciones de amortiguamiento crítico que se muestran en esta figura van desde un 5% del amortiguamiento crítico hasta un 70% del amortiguamiento crítico. Puede verse que en la medida en la que se incrementa el amortiguamiento en la estructura, se reducen las demandas de desplazamientos laterales en las estructuras. Las disminuciones en desplazamientos laterales que se observan en este espectro corresponden aproximadamente a las disminuciones en desplazamientos laterales que se pueden obtener al incrementar la capacidad de disipación de energía de amortiguamiento, o sea cuando se incrementa el amortiguamiento de la estructura. Las disminuciones en desplazamientos laterales mostrados en la figura 7 corresponden a disminuciones que se podrían lograr en estructuras con dispositivos disipadores de energía de amortiguamiento como por ejemplo los que trabajan a base de fluidos viscosos.

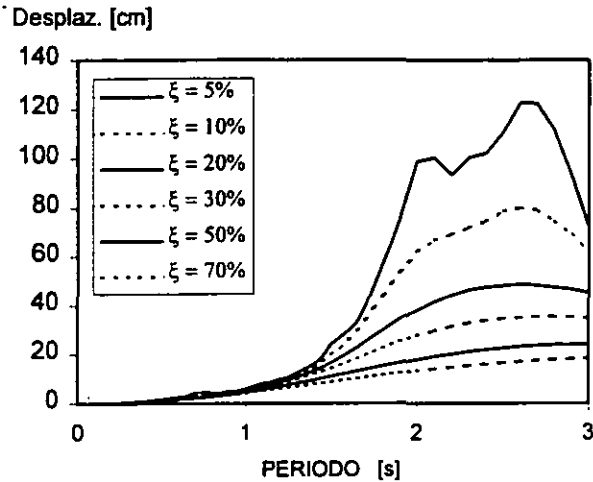


Figura 7 Espectro de desplazamientos elásticos correspondiente a la componente EW del registro de SCT de 1985, calculado para diferentes niveles de amortiguamiento

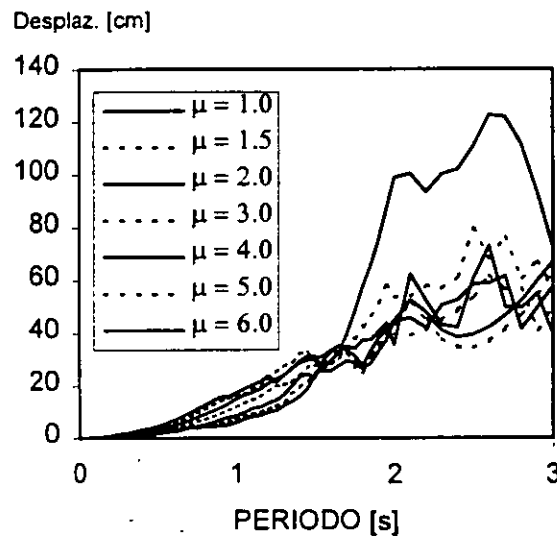


Figura 8 Espectro inelástico correspondiente a la componente EW del registro de SCT de 1985

En la figura 8 se muestra el espectro de desplazamientos calculado para sistemas con comportamiento no lineal elastoplástico para diferentes niveles de ductilidad al ser sometidos a la componente este-oeste del movimiento de terreno registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Puede verse que en la medida en la que se incrementa la capacidad de deformación en rango inelástico de la estructura y por lo tanto su capacidad de disipación de energía histerética, disminuyen las demandas de desplazamientos laterales en la estructura. Las disminuciones en desplazamientos que se observan en este espectro corresponden aproximadamente a las disminuciones en desplazamientos laterales que se

obtienen al incrementar la capacidad de disipación de energía de histerética de la estructura y corresponden a disminuciones que se podrían lograr en estructuras con dispositivos disipadores de energía de tipo histerético o de fricción.

Comparando las figuras 7 y 8 puede verse que así como son diferentes las disminuciones en fuerzas sísmicas debidas a incrementos en amortiguamiento y debidas a incrementos en demandas de deformación inelástica, también son diferentes las disminuciones en demandas de desplazamiento. Por lo que se hace hincapié en que no deben utilizarse disminuciones en desplazamientos laterales como las observadas en la figura 7 para ejemplificar las reducciones en desplazamientos laterales con cualquier tipo de dispositivo. Dependiendo de la forma de trabajo del dispositivo, es la amplitud en las disminuciones en demandas de desplazamiento lateral. Para ilustrar esta situación en la figura 9 se muestra la disminución de desplazamiento lateral en un sistema con periodo de vibración de dos segundos al incrementar el amortiguamiento y cuando se le somete a la componente este-oeste del registro de SCT. En esta figura puede verse que para este periodo y para este movimiento de terreno el incremento del amortiguamiento es muy eficiente para reducir las demandas de desplazamiento, por ejemplo si se incrementa el amortiguamiento de la estructura de 5% a 15% del amortiguamiento crítico, se puede disminuir a la mitad la demanda de desplazamiento lateral.

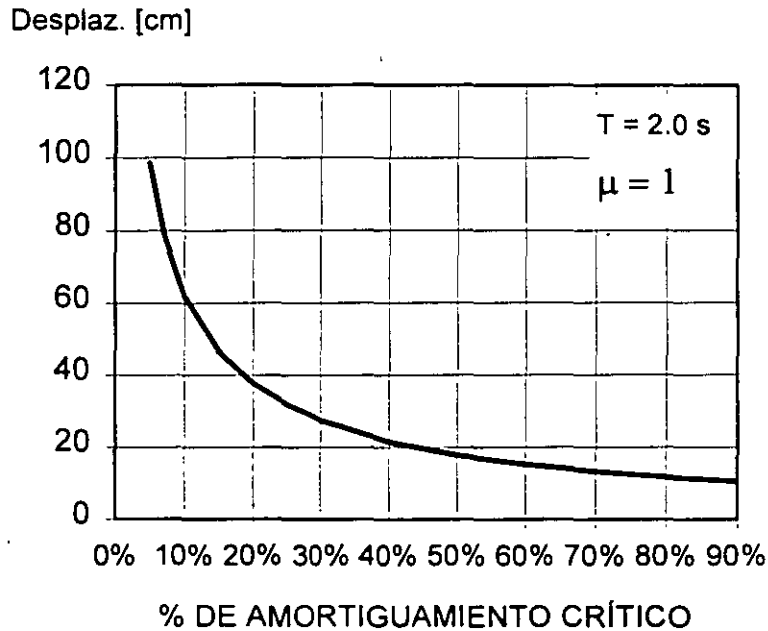


Figura 9 Disminuciones en desplazamientos laterales en una estructura de dos segundos con incrementos en el amortiguamiento al ser sometidos al registro SCT-EW-85

En la figura 10 se muestra la disminución de desplazamiento lateral en un sistema con periodo de vibración de dos segundos al incrementar su capacidad de deformación inelástica y cuando se le somete a la componente este-oeste del registro de SCT. Puede verse que para este periodo y para este movimiento de terreno si la estructura es capaz de resistir desplazamientos laterales del doble de los de fluencia, o sea que tenga una capacidad de soportar demandas de ductilidad de dos, se pueden disminuir las demandas de desplazamiento lateral en un 60%.

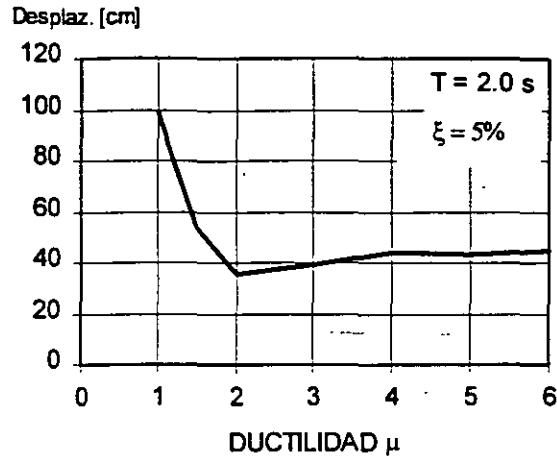


Figura 10 Disminución de desplazamientos laterales en una estructura de dos segundos con incrementos en la capacidad de disipación de energía histerética al ser sometida al registro SCT-EW-85

Si se comparan las figuras 9 y 10 puede verse que para este periodo y este movimiento de terreno la demanda de desplazamiento disminuye monótonicamente en estructuras con comportamiento elástico a las que se les incrementa el amortiguamiento, mientras que para sistemas con comportamiento no lineal el desplazamiento lateral baja bruscamente de una ductilidad 1 a una ductilidad de 4, pero se mantiene prácticamente constante para ductilidades mayores que dos.

Es importante aclarar, al igual que se hizo con las reducciones en fuerzas sísmicas, que las reducciones en desplazamientos laterales mostradas en estas figuras son muy grandes y ejemplifican la enorme eficiencia de la disipación de la energía para reducir las demandas de desplazamiento en estructuras construidas sobre suelos muy blandos y cuyo periodo fundamental de vibración coincide aproximadamente con el periodo predominante del movimiento de terreno. Para otras situaciones, como podrían ser estructuras construidas sobre suelos firmes o bien estructuras construidas sobre suelos muy blandos pero cuyos periodos de vibración son mucho mayores o mucho menores que el periodo predominante del movimiento de terreno, las reducciones en desplazamientos laterales pueden ser significativamente menores a las mostradas en las figuras 9 y 10. De hecho, para estructuras de periodo corto, el incremento en demandas de deformación inelástica no solo no produce disminuciones en desplazamientos máximos sino que puede producir incrementos. En el caso de movimientos de terreno registrados en roca o en terreno firme y para periodos fundamentales de vibración mayores a un segundo, por lo general no se producen reducciones en desplazamientos con el incremento a la capacidad de energía histerética de la estructura, si no, como es bien sabido, el desplazamiento máximo de sistemas con comportamiento elástico es aproximadamente igual al desplazamiento máximo de sistemas con comportamiento inelástico. En el caso de estructuras construidas sobre suelos muy blandos y cuyo periodo fundamental de vibración coincide aproximadamente con el periodo predominante del movimiento de terreno la disipación de energía histerética es particularmente benéfica, ya que además de producir reducciones significativas en el cortante basal, se producen reducciones importantes en las demandas de desplazamiento lateral (Miranda, 1991; Miranda 1993a).

Las reducciones en desplazamientos laterales mostradas en las figuras 7, 8 9 y 10 se deben exclusivamente a la disipación de energía, ya sea energía de amortiguamiento o energía histerética. Sin embargo, pueden obtener reducciones adicionales en las demandas de desplazamiento lateral, ya que por lo general los dispositivos disipadores de energía se colocan en contravientos que son lateralmente rígidos, por lo que además de incrementar la capacidad de disipación de la energía, se incrementa la rigidez lateral de la estructura, lo cual para la mayor parte de las estructuras (particularmente para estructuras cimentadas en roca o terreno firme, o bien para estructuras en terreno blando pero con periodos de vibración menores a el periodo predominante del terreno) se traduce en una disminución adicional de demandas de desplazamiento lateral.

4. DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA

Dependiendo de la forma en la que trabajan los dispositivos disipadores de energía se pueden dividir en:

- Dispositivos en que la cantidad de energía que disipan depende del desplazamiento relativo entre sus extremos
- Dispositivos en que la cantidad de energía que disipan depende de la velocidad relativa entre sus extremos
- Dispositivos en que la cantidad de energía que disipan depende tanto del desplazamiento relativo como de la velocidad relativa entre sus extremos

A continuación se describe la forma en la que trabajan estos diferentes tipos de dispositivos disipadores de energía así como algunos de los dispositivos que han sido desarrollados y probados en diferentes partes del mundo.

4.1 DISIPADORES QUE DEPENDEN DEL DESPLAZAMIENTO

En este tipo de dispositivos disipadores de energía la cantidad de energía que se disipa depende del desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo. Por lo general el dispositivo se coloca en contravientos para aprovechar los desplazamientos relativos de entrepiso para disipar energía.

Existen a su vez tres tipos de dispositivos disipadores que dependen del desplazamiento:

- A. Dispositivos que disipan energía por medio de deformaciones inelásticas de flexión o torsión de algún material dúctil (típicamente acero).
- B. Dispositivos que disipan energía por medio de extrusión.
- C. Dispositivos que energía por medio de fricción.

4.1.1 Dispositivos de deformación plástica de elementos de acero

Algunos de los primeros dispositivos disipadores de energía que utilizaban deformaciones inelásticas de flexión fueron desarrollados por Kelly, Skinner y Heine en Nueva Zelanda (Kelly et al, 1972; Skinner et al 1975). Uno de los dispositivos estudiados consistía de una barra de acero de sección circular empotrada en su base y libre en su extremo superior. Este dispositivo fue desarrollado para trabajar en paralelo con un sistema de aislamiento en la base en el que el desplazamiento relativo entre la base y la superestructura provocaba la fluencia de la base de la barra de acero. Este tipo de dispositivo se ha utilizado en algunos puentes en Nueva Zelanda y un par de edificios con aislamientos sísmico en Japón.

Otro de los dispositivos desarrollados por estos investigadores a principios de los 70's se basa en el uso de soleras de acero en forma de "U" en las cuales se aprovecha el desplazamiento relativo de los dos tramos rectos de la U, para que ocurran deformaciones inelásticas importantes en la parte curva del dispositivo en un movimiento semejante al que ocurre en las orugas de un tractor. Se demostró que el dispositivo era capaz de disipar importantes cantidades de energía con un comportamiento histerético muy estable (Kelly, et al 1972; Skinner et al, 1975; Kelly and Skinner, 1979). Este mismo dispositivo ha sido empleado y perfeccionado en Italia para controlar la respuesta sísmica de puentes carreteros (Parducci y Medeot, 1987; Medeot, 1989; Medeot, 1991; Medeot Medeot y Albajar, 1992). Dentro de estos estudios se extendió la forma de "U" a una forma oval y se vio la conveniencia se colocar guías interiores y o exteriores para mejorar su comportamiento. Más recientemente, este dispositivo ha sido probado en México por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Aguirre y Sánchez, 1992).

Desde estas primeras investigaciones se observó que cuando se tenía un elemento de sección constante ya sea trabajando en voladizo o bien doblemente empotrado se plastificaba únicamente el o los extremos del elemento. Dado que las demandas de deformaciones locales en la zona plastificada eran muy elevadas, en varios

Technical drawing of a bent plate with the following dimensions:

- Top horizontal edge: 2"
- Right vertical edge (top section): 3"
- Right vertical edge (middle section): 4 1/2"
- Right vertical edge (bottom section): 1 3/8"
- Bottom horizontal edge: 6 1/2"
- Left vertical edge (bottom section): 1 1/4"
- Left vertical edge (middle section): 1 1/4"
- Left vertical edge (top section): 1/2"
- Bottom-left corner radius: 1/4"

569

S1 S2

23 12

A

SB1

SB2-A1

SB2-A2

SB2-A3

SB3

57 57 57 57 57 57 57 57

5 5 5 5 5 5 5 5

8-254 PASADORES

25

25

25

80

150

200

254

23 12

157

Detalle A

Figura 12 Dispositivo de disipación de energía histerética TADAS (Tsai, et al. 1993)

Uno de los dispositivos más conocidos que emplea placas de acero deformando inelástica a flexión para disipar energía es el llamado elemento ADAS (Added Damping and Stiffness Element). Este dispositivo trabaja por medio de placas de acero en forma de vendoleta las cuales están doblemente empotradas (figura 13). Dado que las placas trabajan en doble curvatura al imponérseles desplazamientos laterales perpendiculares a su plano, prácticamente se logra la plastificación total de las placas. Este dispositivo fue desarrollado originalmente para disipar energía en los soportes de tuberías de plantas nucleares (Steimer and Godden, 1980; Steimer et al. , 1981). En 1987 Bergam y Goel en la Universidad de Michigan (Bergman y Goel, 1987) probaron experimentalmente un dispositivo ADAS. En 1988 Javier Alonso (Alonso, 1989) probó dos elementos ADAS escala uno a tres para estudiar sus propiedades mecánicas y evaluar su posible uso en la disipación de energía de edificios. El comportamiento histerético de este tipo de elementos se muestra en la figura 14. Mas tarde el mismo tipo de elementos se colocaron en un edificio de acero escala uno a tres que fue probado en mesa vibradora (Whittaker et al, 1989). Se comprobó experimentalmente que este tipo de elementos son capaces de disipar grandes cantidades de energía y que pueden ayudar a controlar la respuesta sísmica de edificios. Aunque estos elementos no fueron desarrollados en México, es justamente en este país en el que existen más aplicaciones de estos dispositivos. A la fecha se han incorporado elementos ADAS en tres edificios existentes de la ciudad de México (Martínez Romero, 1993) y en dos edificios nuevos en la ciudad de Acapulco (Martínez Romero, 1997).

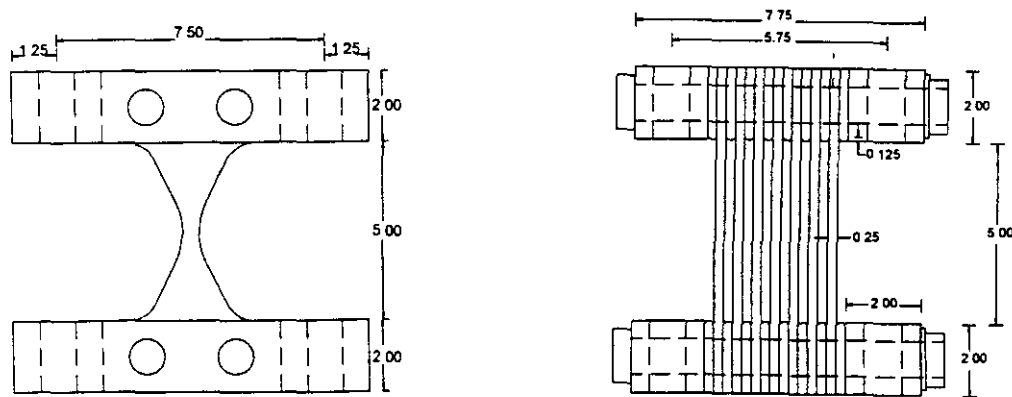


Figura 13 Dispositivo de disipación de energía histerética ADAS (Whittaker, et al. 1989)

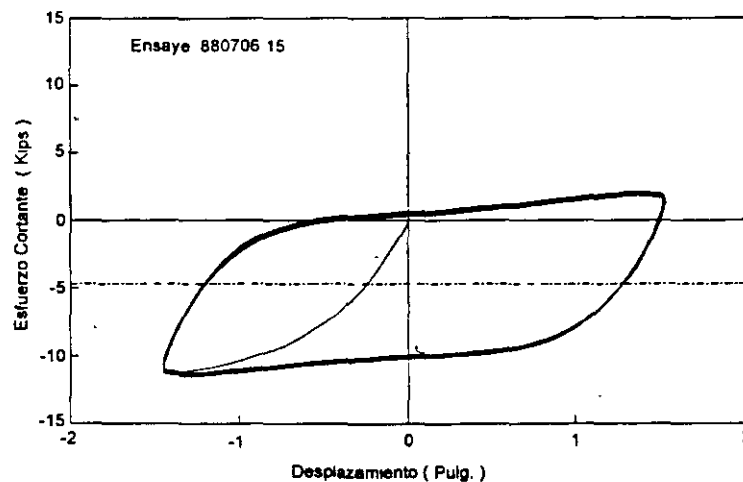


Figura 14 Comportamiento histerético de un ADAS (Whittaker, et al. 1989)

Existen otros tipos de dispositivos que disipan energía histerética a base de la inelástica de elementos de acero. Uno de los primeros en probarse fueron elementos que hacían fluir elementos de acero a torsión. Este tipo de dispositivos han sido probados y utilizados en Nueva Zelanda en varios puentes carreteros (Beck y Skinner, 1974; Skinner et al. 1980).

En Japón Kajima Corporation ha probado varios dispositivos a base de elementos de acero (Kobori et al., 1992). Uno de ellos trabaja en forma semejante a los elementos ADAS, pero se cargan en su plano en lugar de perpendicular al mismo. Otro elemento consiste en una barra de acero con forma de dos conos truncados superpuestos con forma de reloj de arena, el cual al igual que los elementos ADAS al estar doblemente empotrados trabajan en curvatura doble y se logra una fluencia en prácticamente toda la altura del elemento.

Uno de los disipadores de energía a base de energía histerética más desarrollados en cuanto a estudios analíticos y experimentales, así como la disponibilidad de recomendaciones de diseño y de aplicaciones ya construidas son los *marcos contraventeados excéntricamente*, MCE, conocidos también por sus iniciales en inglés como EBF's. En estos disipadores no existe un nuevo elemento disipador de energía en la estructura sino que se utiliza un segmento de una trabe de acero para disipar energía histerética por medio de deformaciones inelásticas. La idea fundamental consiste en conectar los contraventeos en forma excéntrica de modo que un pequeño segmento de trabe se vea sometido a altas demandas de cortante (Roeder and Popov, 1978; Malley and Popov, 1984; Kasai and Popov, 1986; Popov et al., 1987; Engelhardt and Popov, 1989). Cuando el diseño de este sistema se hace de forma adecuada este pequeño segmento de la trabe fluye a cortante disipando grandes cantidades de energía en una forma estable. Por lo general se colocan atiesadores separados a cortas distancias en este segmento de la trabe con la finalidad de postergar el pandeo del alma y reducir la degradación de resistencia al ser sometido a varios ciclos de grandes deformaciones laterales (figura 15).

Esta tecnología fue desarrollada en la Universidad de California en Berkeley por Egor Popov y desde 1985 existen recomendaciones específicas para su diseño en el UBC y el AISC, se han utilizado en los Estados Unidos y otros países desde 1980 y existen varias estructuras instrumentadas que tienen este tipo de elementos. A diferencia de muchos otros dispositivos disipadores de energía, los marcos contraventeados excéntricamente tienen la ventaja de ser una tecnología sobre la cual no se pagan regalías por lo que incorporarlos en una estructura no impacta en el costo ni siquiera en el de la estructura. Aunque en forma más limitada también se ha explorado su uso en estructuras de concreto. En México existen aproximadamente 10 estructuras nuevas en que se han este tipo de elementos disipadores de energía. También se ha utilizado en la reestructuración de estructuras existentes de concreto reforzado (Alonso, 1995).

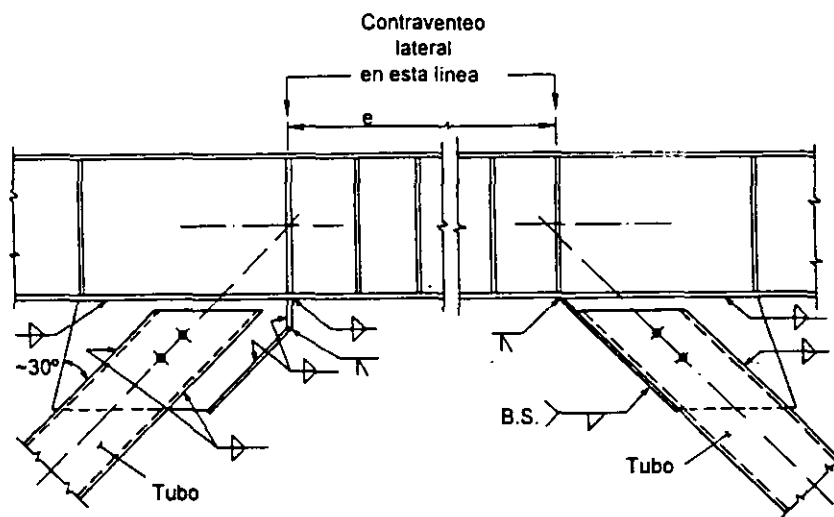


Figura 15 Marco contraventeado excéntricamente (Popov, et al. 1987)

4.1.2 Dispositivos disipadores de energía a base de extrusión

Uno de los primeros dispositivos disipadores de energía que se probó es uno que trabaja a base de la extrusión de plomo (Robinson and Greenbank, 1975, 1976). El dispositivo consiste de un cilindro en el que se aloja el plomo (figura 16). El plomo está separado del cilindro por medio de un lubricante, el cual permite el movimiento relativo del cilindro y el pistón. Al imponerse un desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo, se deforma el plomo al pasar por una sección reducida del plomo. A temperatura ambiente la deformación plástica del plomo se recupera por medio de recristalización del material con lo que se logra un comportamiento histerético altamente estable. En 1989 se volvió a probar el mismo dispositivo que había sido probado en 1976 y se encontró que el comportamiento histerético es exactamente el mismo después de 20 años (Robinson, 1989). Este tipo de dispositivos se han colocado en Nueva Zelanda para controlar la respuesta sísmica tanto en puentes como edificios.

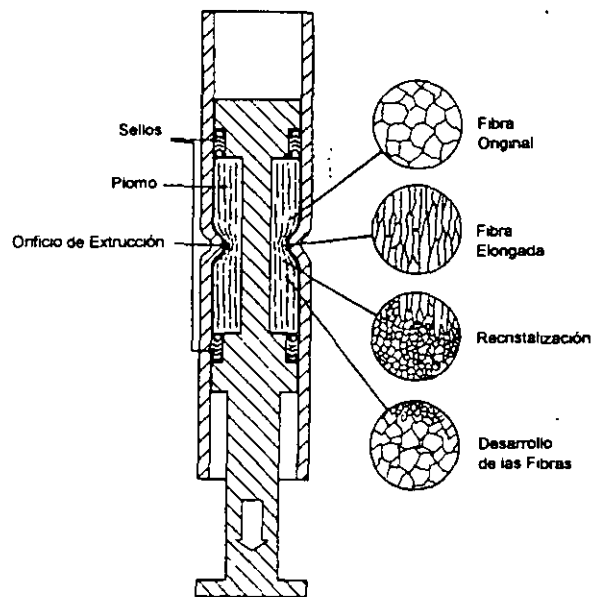


Figura 16 Dispositivo de disipación de energía por medio de extrusión de plomo (Robinson 1989). Dispositivos disipadores de energía a base de fricción

El principio básico de los dispositivos disipadores de energía a base fricción es el de colocar una carga normal a dos superficies de deslizamiento. El comportamiento de este tipo de dispositivos se caracteriza por un comportamiento prácticamente rígido (sin desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo) hasta una determinada carga axial en la cual se produce el deslizamiento relativo entre las superficies. La carga a la cual se inicia el deslizamiento recibe el nombre de Carga de deslizamiento.

Uno de los dispositivos disipadores de energía a base de fricción más simples fue desarrollado y probado en la Universidad de California en Berkeley (Ghiacchetti, et al., 1989; Aiken et al., 1993). El dispositivo probado consiste en un elemento de acero que se conecta al nivel inferior de un entrepiso el cual se "abrazo" por medio de dos placas las cuales están conectadas al nivel superior (figura 17). La superficie de fricción consiste de placas de latón trabajando en contacto con una superficie especial semejante a la de las balatas de los frenos de automóvil y la carga de deslizamiento se controla por medio de la tensión de apriete de los tornillos que une los tres elementos de acero. Cuando se alcanza una determinada carga axial en el contraventeo, se produce un deslizamiento y se disipa energía de tipo histerético.

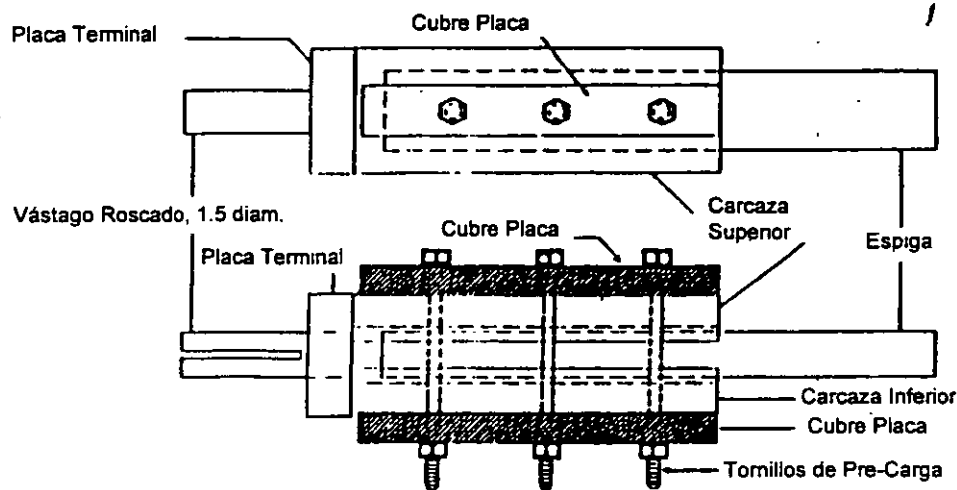


Figura 17 Dispositivo de disipación de energía por medio de fricción (Giacchetti, et al., 1989)

Otro dispositivo a base de fricción que fue desarrollado y probado en Berkeley consiste en una conexión atornillada a base de tornillos trabajando en cortante doble. Los agujeros de la conexión son oblongos para permitir el desplazamiento relativo en la conexión. Al igual que la otra conexión, la superficie de fricción consiste de placas de latón trabajando en contacto con placas de acero y la carga de deslizamiento se controla por medio de la tensión de apriete de los tornillos (figura 18).

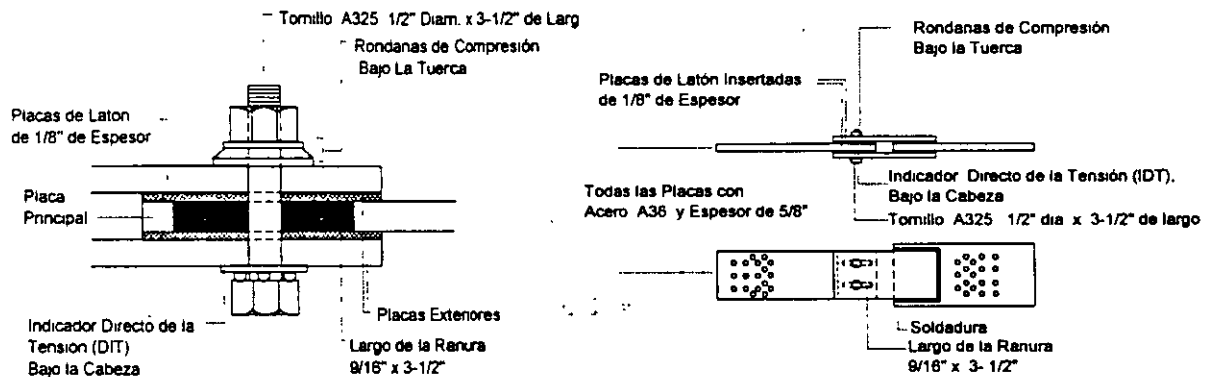


Figura 18 Conexión atornillada de acero que disipa energía por medio de fricción (Grigorian, 1993)

Uno de los dispositivos de fricción que ya tiene algunas aplicaciones se basa en un mecanismo rectangular que se coloca al centro de un contraventeo en X, el cual produce un deslizamiento relativo de superficies de contacto circulares (figura 19). El dispositivo fue desarrollado y probado extensamente en Canadá (Pall and Marsh, 1982) y también fue probado en un edificio de acero a escala en la mesa vibradora de la Universidad de California en Berkeley (Aiken, et al., 1993).

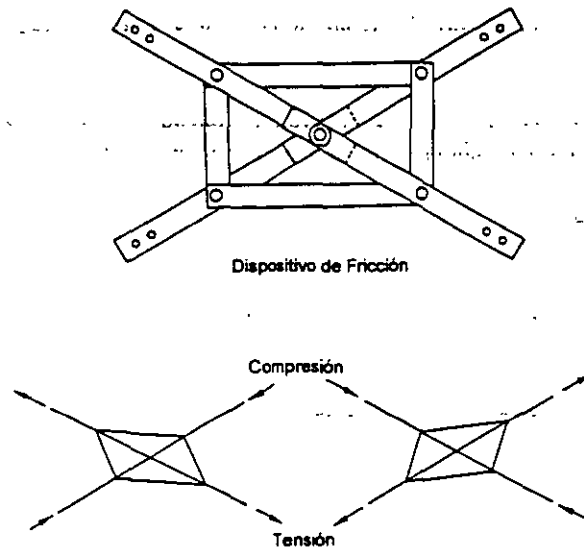


Figura 19 Dispositivo de disipación energía por medio de fricción (Pall y Marsh, 1982)

Otros de los dispositivos disipadores de energía a base de fricción que han sido probados en la Universidad de California en Berkeley incluyen un dispositivo japonés desarrollado por la empresa Sumitomo, (Aiken, et al. 1993) el cual consiste de un cilindro de acero semejante al de un amortiguador de automóvil. En el interior del cilindro existen unas cuñas que por medio de resortes de comportamiento elástico reaccionan contra las paredes interiores del cilindro (figura 20). La carga de deslizamiento se controla por medio de la rigidez axial de los resortes. A diferencia de los otros dispositivos de fricción en que las superficies de contacto pudieran entrar en contacto con el ambiente, en este caso las superficies se encuentran en el interior del cilindro el cual está perfectamente sellado con lo cual se evita el que el coeficiente de fricción en las superficies de contacto se modifique con el paso del tiempo. Este aspecto es de suma importancia ya que por lo general con el paso del tiempo se incrementa el coeficiente de fricción, lo que incrementa la carga de deslizamiento. Obviamente si no se produce deslizamiento durante el sismo, además de que no se disipa energía, se puede producir una falla por pandeo del contraventeo.

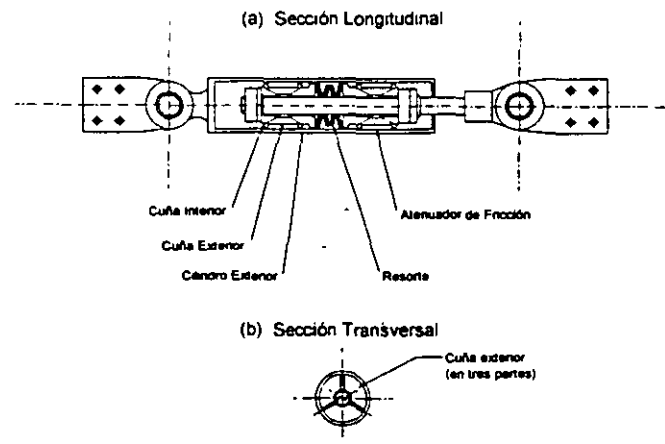


Figura 20 Dispositivo japonés de disipación energía por medio de fricción (Aiken, 1990)

Otro de los dispositivos en que las superficies de fricción se encuentran en el interior de un cilindro fue probado por Nims et al (1993). Este dispositivo tiene la particularidad de tener un ingenioso mecanismo en su interior que produce que siempre se centre el dispositivo y se eviten las deformaciones residuales en el mismo.

4.2 DISIPADORES QUE DEPENDEN DE LA VELOCIDAD

En este tipo de dispositivos disipadores de energía la cantidad de energía que se disipa depende de la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo. Por lo general el dispositivo se coloca en contravientos para aprovechar las velocidades relativas entre un piso y para disipar. Estos dispositivos disipan energía por medio del flujo de un fluido viscoso a través de aberturas. Este tipo de dispositivos tiene un comportamiento viscoso lo que los hace más fácil de modelar matemáticamente (Makris, 1993). Como puede verse en la figura 21 el comportamiento histerético de este tipo de dispositivos se caracteriza por un ciclo de histéresis elíptico en que la fuerza en el disipador es nula cuando el desplazamiento relativo es máximo y es máxima cuando el desplazamiento relativo es nulo, o sea cuando la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo es máxima. Esto tiene la ventaja de que las fuerzas en el disipador están fuera de fase de las fuerzas (elementos mecánicos) en el resto de la estructura, por lo que no existe una suma de acciones a nivel local.

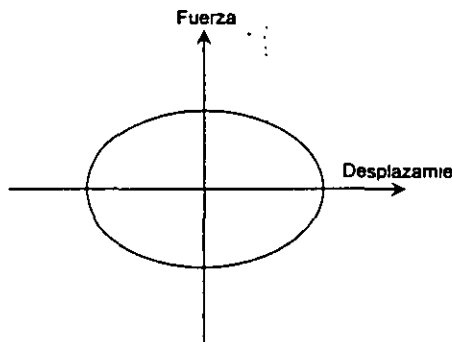


Figura 21 Comportamiento histerético de un dispositivo con fluido viscoso

El estudio de este tipo de dispositivos disipadores de energía con la finalidad de controlar la respuesta sísmica de estructuras comenzó muy recientemente. Los estudios analíticos y experimentales de este tipo se han llevado a cabo principalmente en la Universidad de Nueva York en Buffalo (Constantinou and Symans, 1992; Reinhorn and Constantinou, 1995). La primera aplicación de este tipo de dispositivos se hizo en un grupo de cinco edificios del centro médico de la ciudad de San Bernardino en el estado de California, desde entonces también se han utilizado en otras cuatro estructuras del estado de California (Taylor, 1996). El interior de uno de estos dispositivos viscosos se muestra en la figura 22. En México se colocarán por primera vez en un edificio de 57 niveles que actualmente se construye en la ciudad de México (Martínez Romero, 1997).

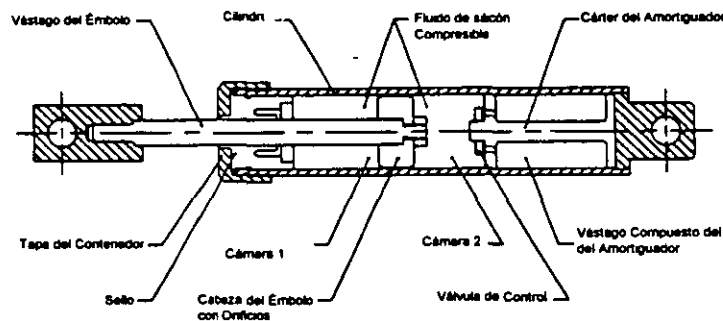


Figura 22 Dispositivo disipador de energía de tipo viscoso (Taylor, 1996)

4.3 DISIPADORES QUE DEPENDEN DEL DESPLAZAMIENTO Y DE LA VELOCIDAD

En este tipo de dispositivos disipadores de energía la cantidad de energía que se disipa también depende de la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo, sin embargo la fuerza en el dispositivo depende tanto de la velocidad relativa como del desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo. Este tipo de dispositivos disipadores de energía también reciben el nombre de dispositivos *viscoelásticos* ya que combinan un comportamiento elástico con un comportamiento viscoso.

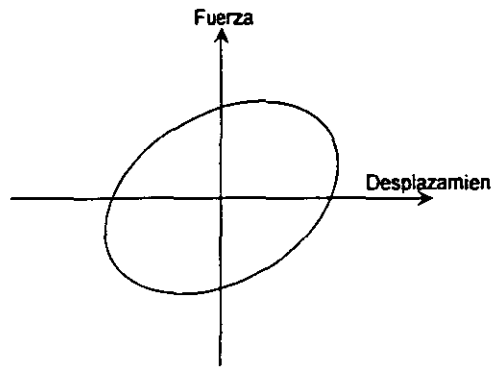


Figura 23 Comportamiento histerético de un dispositivo viscoelástico

Uno de los dispositivos más conocidos de este tipo es el desarrollado por la empresa 3M (Soong y Mahamoodi, 1990; Aiken, 1990) es cual consiste de un polímero acrílico el cual tiene propiedades viscoelásticas. Como puede verse en la figura 23 los dispositivos de disipación de energía viscoelásticos se caracterizan por tener un comportamiento histerético elíptico, sin embargo a diferencia de los dispositivos viscosos, la fuerza en el dispositivo no es nula cuando se produce el máximo desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo. De igual forma tampoco se produce la máxima fuerza en el dispositivo cuando el desplazamiento relativo el nulo. Actualmente existen buenos modelos analíticos para predecir el comportamiento de este tipo de disipadores (Kasai, et al., 1993; Lai et al., 1996). Una de las primeras pruebas experimentales de este tipo de dispositivos se hizo en un edificio de nueve pisos a escala 1 a 4 que fue probado en la mesa vibradora de la Universidad de California en Berkeley (Aiken, 1990). La geometría de los disipadores probados en este edificio se muestran en la (figura 24). Un ciclo histerético experimental típico de este tipo de dispositivos se muestra en la figura 25.

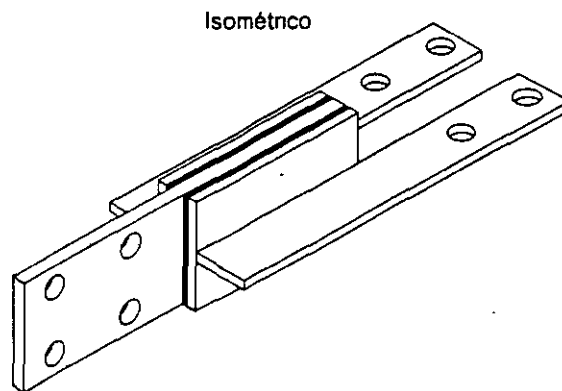


Figura 24 Dispositivo disipador de energía de tipo viscoelástico (Aiken, 1990)

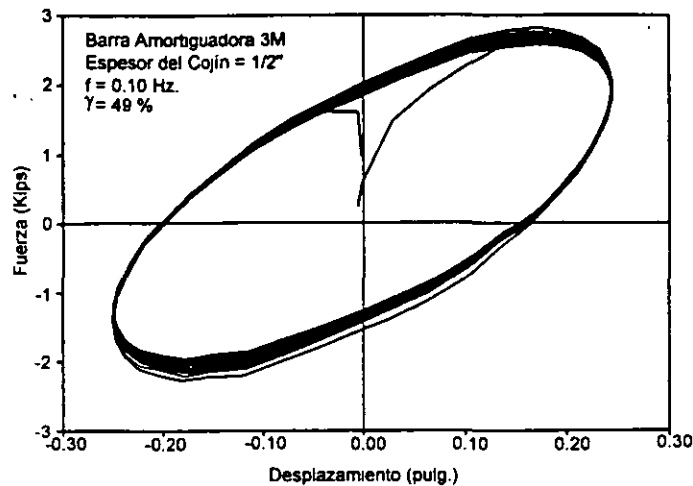


Figura 25 Comportamiento histerético medido en un disipador viscoelástico (Bergman et al, 1993)

El uso de los dispositivos viscoelásticos no tuvo su origen en tratar de controlar la respuesta sísmica de estructuras sino para tratar de controlar la respuesta de edificios bajo la acción del viento. Fueron colocados por primera vez en la torres gemelas de 110 pisos del World Trade Center de Nueva York. Más tarde se colocaron también dos edificios de la ciudad de Seattle, el edificio Columbia SeaFirst de 73 pisos y el edificio dos de Union Square, también para controlar las vibraciones debidas al viento. Otras aplicaciones de estos dispositivos para controlar la respuesta ante el viento son la antena de la Torre Sears en Chicago y las antenas del edificio AT&T también en Chicago.

Las aplicaciones de este tipo de dispositivos para controlar la respuesta sísmica de edificios comenzaron en el control de edificios existentes. Actualmente se tienen tres edificios en el estado de California con disipadores viscoelásticos: el primero de un edificio de 13 pisos en San José que alberga las oficinas del gobierno del condado de Santa Clara, el segundo un edificio de cuatro niveles de la Marina en San Diego y el tercero un edificio de 5 niveles de la policía de la ciudad de Los Angeles. La primera aplicación para controlar la respuesta sísmica de un edificio nuevo se hizo en la ciudad de México en el centro corporativo de la empresa que fabrica los disipadores (Alonso, Miranda y Lai, 1998). Uno de los disipadores que se utilizó en este edificio se muestra en la figura 26.

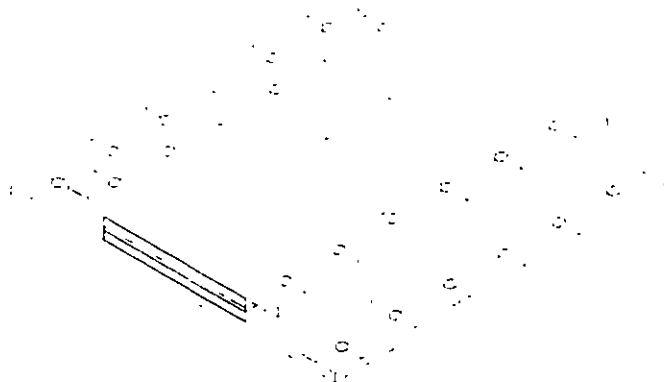


Figura 26 Disipadores viscoelásticos usados en el proyecto de la Cd. de México (Alonso et al., 1998)

REFERENCIAS

- Aguirre, M. y Sánchez, A.R., (1992), "A structural seismic damper," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 5, 1158-1171.
- Aiken, I.D. (1990), "Earthquake simulator testing and analytical studies of two energy-absorbing systems for multistory buildings," *PhD Thesis*, University of California at Berkeley.
- Aiken, I.D. et al, (1993), "Testing of passive energy dissipation devices," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 9, No.3, pp. 335-370.
- Alonso, L.J. (1989), "Mechanical characteristics of X-plate energy dissipators," *CE 299 Report*, University of California at Berkeley.
- Alonso, L.J. (1995), *Comunicación personal*.
- Alonso, L.J., Miranda, E. and Lai, M.L. (1998), "Performance-based design of a building in Mexico City using viscoelastic dampers," *Proc. Sixth US National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, July 1998.
- Beck, J.L. and Skinner, R.I. (1974), "The seismic response of a reinforced concrete bridge pier designed to step", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 2, pp 343-358.
- Bergman, D.M. and Goel, S.C., "Evaluation of cyclic testing of steel-plate devices for added Damping and Stiffness," *Report No. UCME 87-10*, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan.
- Boardman, P.R., Wood, B.J. and Carr, A.J. (1983), "Union House – A crossed braced structure with energy dissipators," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 16, No. 4.
- Bruneau, M. (1997), "Earthquake-resistant steel bridges: Canadian design, research and expectations based on observations from the 1995 Kobe earthquake," *Proc. Fifth International Symposium on Steel Structures*, Guadalajara, Jalisco.
- Chang, K.C., Soong, T.T., Lai, M.L. and Nielsen, E.J. (1993), "Development of a design procedure for structures with added viscoelastic dampers", *Proceeding of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, Vol. 2, pp 473-484.
- Constantinou, M.C. and Symans, M.D. (1992), "Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers," *Report No. NCEER-92-0032*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Engelhardt, M.D. and Popov, E.P. (1989), "On design of eccentrically frames," *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 5, pp. 495-511.
- Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "General behavior of WF steel shear link beams," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 112, No. 2, pp. 362-381.
- Kasai, K., Fu, Y. and Lai M.L. (1994), "Finding of temperature-insensitive viscoelastic frames," *Proc. First World Conf. On Structural Control*, Los Angeles, California.
- Kelly, J.M., Skinner, R.I. and Heine, A.J., (1972), "Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 3.

Kelly, J.M. and Skinner, M.S. (1979), "The design of steel energy absorbing restrainers and their incorporation into nuclear power plants for enhanced safety; Vol. 4: Review of current uses of energy absorbing devices," *Report No. EERC/UCB-79/10*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Kelly, J.M., Skinner, M.S. and Beucke, K.E. (1980), "Experimental testing of an energy-absorbing base isolation system," *Report No. EERC/UCB-80/35*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Kobori, T et al. (1992), "Development and application of hysteretic steel dampers," *Proc. Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, Vol. 4, pp 2341-2346.

Lai, M.L., Lu, P., Lunsford, D.A., Kasai, K. and Chang, K.C., "Viscoelastic damper: a damper with linear or non-linear material?" *Proc. 11th World Conf. on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996.

Makris, N., Constantinou, M.C. and Dargush, G.F. (1993), "Analytical model of visco-elastic fluid dampers," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 11, pp. 3310-3325.

Malley, J.O. and Popov, E.P. (1984), "Shear links in eccentrically braced frames," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 110, No. 9, pp. 2275-2295.

Martínez-Romero, E. (1993), "Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 9, No. 3.

Martínez-Romero, E. (1997), "Tres casos de estructuras de acero con disipadores pasivos de energía para zonas de alta sismicidad," *Proc. Fifth International Symposium on Steel Structures*, Guadalajara, Jalisco, pp. 8-1, 8-40.

Medeot, R. (1989), "Development of seismic restraint devices for bridges and viaducts," *Proc. International Meeting on Base Isolation and Passive Energy Dissipation*, Assisi, Italy, pp. 8.01-8.12 (en Italiano).

Medeot, R. (1991), "Experimental testing and design of aseismic devices," *Proc. International Meeting on Earthquake Protection of Buildings*, Ancona, Italy, pp. 59D-74D.

Medeot, R. y Albajar, L. (1992), "The evolution of seismic devices for bridges in Italy", *Proc. Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, Vol. 4, pp. 2227-2232.

Miranda, E. (1991), "Seismic evaluation and upgrading of existing buildings", *Thesis* submitted for partial satisfaction of the requirements of the degree of Doctor of Philosophy in Engineering, University of California at Berkeley.

Miranda, E. (1993a), "Site-dependent strength reduction factors", *Journal of Structural Engineering* ASCE, Vol. 119, No. 12, pp 3505-3519.

Miranda, E. (1993b), "Site-dependent strength reduction factors," *Journal of Structural Engineering* ASCE, Vol. 119, No. 12, pp 3505-3519.

Miranda, E. and Bertero, V.V. (1994), "Evaluation of strength reduction factors," *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 10, No.2, pp. 357-379.

Miranda, E., (1997), "Strength reduction factors in performance-based design," *Proc. EERC-CUREe Symposium in honor of Vitelmo V. Bertero*, Berkeley, California.

Nims, D.K., Richter, P.J. and Bachman, R.E., "The use of the energy dissipating restraint for seismic hazard mitigation," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 9, No.3, pp. 467-489.

- Pall, A.S. and Marsh, C. (1982), "Response of friction damped braced frames", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 108, No ST6, pp 1313-1323.
- Parducci, A. and Medeot, R. (1987), "Special dissipating devices for reducing the seismic response of structures," *Proc. Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Wairakei, New Zealand, pp. 329-340.
- Popov, E.P., Kasai, K. and Engelhardt, M.D. (1987), "Advances in design of eccentrically braced frames," *Earthquake Spectra*, Vol. 3, No. 1, pp. 43-55.
- Robinson, W H and Greenbank, L R (1975), "Properties of an extrusion energy absorber", *Bull. of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 3, pp. 187-191.
- Robinson, W.H. and Greenbank, L.R. (1976), "An extrusion energy absorber suitable for the protection of structures during an earthquake," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 4, pp. 251-259.
- Robinson, W.H. (1989), "Hysteretic dampers suitable for seismic isolation," *Proc. International Meeting on Base Isolation and Passive Energy Dissipation*, Assisi, Italy, pp. 9.01-9.13.
- Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1978), "Eccentrically braced steel frames for earthquakes," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. 3, pp. 391-411.
- Scaramuzza, M. (1989), "Belt-type device for seismic isolation-development and improvements," *Proc. International Meeting on Base Isolation and Passive Energy Dissipation*, Assisi, Italy, pp. 8.01-8.12 (en Italiano).
- Skinner, R.I., Kelly, J.M. and Heine, A.J. (1974). "Energy absorption devices for earthquake resistant structures," *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy, Vol. 2, pp. 2924-2933.
- Skinner, R.I., Kelly, J.M. y Heine, A.J. (1975), "Hysteretic dampers for earthquake resistant structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, pp 287-296.
- Skinner, R.I., Tyler, R.G., Heine, A.J. and Robinson, W.H. (1980), "Hysteretic dampers for the protección of structures from earthquakes," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 13, No. 1, pp. 22-36.
- Soong, T T and Mahmoodi, P. (1990), "Seismic behavior of structures with added viscoelastic dampers", *Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, pp 499-506.
- Taylor, D.P. (1996), "Fluid dampers for applications of seismic energy dissipation and seismic isolation," *Proc. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico.
- Tyler, R.G. (1978), "Tapered steel energy dissipators for earthquake resistant structures," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 11, No. 4.
- Tsai, K.C. et al. (1993), "Welded steel triangular plate device for seismic energy dissipation," *Proc. of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Disipation, and Active Control*, San Francisco, California, Vol. 2, pp 687-698.
- Tsai, K.-C., Chen, H.-W., Hong, C.-P., Su, Y.-F. (1993), "Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 9, No.3, pp. 505-528.

Whittaker, A.S., Bertero, V.V., Alonso, J. and Thompson, C. (1989), "Earthquake simulator testing of steel plate added damping and stiffness elements", *Report No UCB/EERC-89-02*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

MANUAL DE ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS

**PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS



MANUAL DE ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS

**PROGRAMA DE LAS NACIONES
UNIDAS PARA EL DESARROLLO**



**CENTRO DE LAS NACIONES UNIDAS
PARA LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS**



DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS



MANUAL DE ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS

**PROGRAMA DE LAS NACIONES
UNIDAS PARA EL DESARROLLO**



**CENTRO DE LAS NACIONES UNIDAS
PARA LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS**



presentación

Los sismos de Septiembre de 1985, con origen en las costas de Guerrero, frente a la desembocadura del Río Balsas, tuvieron una magnitud nunca antes registrada y sus efectos sobre el Centro Histórico de la Ciudad de México, se vieron magnificados por la naturaleza del subsuelo.

Las consecuencias para la ciudad de México fueron catastróficas, cerca de 5,000 personas perdieron la vida y las pérdidas materiales fueron incontables. Las autoridades del Departamento del Distrito Federal, por instrucciones del Regente del Distrito Federal, C. P. Ramón Aguirre Velázquez, de inmediato canalizaron todos los recursos disponibles hacia el rescate de las personas atrapadas, a la atención de los damnificados y a restablecer los servicios públicos.

Subsanadas estas primeras necesidades, se contemplaron otras acciones que permitieran mitigar el riesgo sísmico, entre otras medidas se modificaron los reglamentos y normas aplicables a la construcción. Dentro de este ámbito, y para clarificar el contenido de las disposiciones, es que se elaboraron varios manuales, contando para ello con la cooperación de la Organización de las Naciones Unidas, a través de sus organismos especializados; el Centro de las Naciones Unidas para los Asentamientos Humanos (HABITAT) y el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD), a ellos nuestro agradecimiento por la eficiente labor realizada.

Uno de estos manuales es el que ahora nos complacemos en presentar al medio interesado, en él varios expertos y asesores han volcado sus experiencias y conocimientos para clarificar con ejemplos las disposiciones reglamentarias evitando, hasta donde ello es posible, interpretaciones personales o comentarios subjetivos, por el esfuerzo hecho estamos seguros que estos trabajos serán un auxiliar valioso para quienes construyen en el Distrito Federal.

Francisco Noreña Casado
Secretario General de Obras

prefacio

Los presentes trabajos fueron ejecutados teniendo como marco de referencia el convenio de colaboración entre el Departamento del Distrito Federal y la Organización de las Naciones Unidas, designado como Proyecto MEX-86-009, que tuvo por objeto conocer los fenómenos sísmicos que afectan la ciudad de México y determinar acciones que mitiguen sus efectos.

Por parte del Departamento del Distrito Federal, fungió como Coordinador Nacional del Proyecto el Ing. Alejandro Rivas Vidal, Coordinador Técnico Operativo de la Secretaría General de Obras, y por parte de la Organización de las Naciones Unidas, se desempeñó como Asesor Técnico Principal el Dr. Ignacio Armillas, Oficial Superior de Asentamientos Humanos del Centro de las Naciones Unidas para los Asentamientos Humanos (HABITAT).

Este "Manual de Análisis Sísmico de Edificios" recoge y ejemplifica varias disposiciones reglamentarias, sin embargo no debe entenderse que dicha normatividad se extiende al Manual, los criterios y ejemplos aquí expuestos deben tomarse sólo como una recomendación.

La ejecución de este manual estuvo encomendada al Grupo Ingeniería Integral S. A., se ruega al lector dirigir las sugerencias u observaciones a, Ana Ma. Mier #10, CP 03100, México, D. F. Participaron en forma directa:

Ing. Federico Alcaraz Lozano
Ing. Jesús Mendoza Alvarez
Ing. Luis Jorge González Moreno
Ing. J. Oscar Trejo Martínez
Ing. Rafael López Mejía
Ing. Miguel Rangel Loza
Ing. Bernardo Rivas Ramírez

y como asesores:

M. en C. Enrique del Valle Calderón
M. en I. Victor M. Pavón Rodríguez

gráficas y diagramas dibujados por:

Sr. Rafael Flores Lezama

índice

	Pag.
INTRODUCCION	1
1.- ASPECTOS PRELIMINARES DEL ANALISIS SISMICO	9
1.1 Generalidades	13
1.2 Elección de secciones preliminares	14
1.3 Materiales	21
1.4 Estructuración	22
2.- CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA	33
2.1 Generalidades	36
2.2 Uso	37
2.3 Ubicación	42
2.4 Coeficiente sísmico	49
2.5 Factor de comportamiento sísmico	53
2.6 Presentación de ejemplos	59
3.- ANALISIS DE CARGAS	67
3.1 Generalidades	70
3.2 Cargas vivas	76
3.3 Cargas muertas	80
3.4 Factores de carga	87
4.-VALUACION DE FUERZAS SISMICAS	93
4.1 Espectros de diseño	96
4.2 Reducción de fuerzas sísmicas	100
4.3 Elección del método de análisis	106
4.4 Análisis estático	109
4.5 Método simplificado de análisis	117
4.6 Análisis dinámico	126
4.7 Interacción suelo-estructura	135
5.-DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS	143
5.1 Distribución de fuerzas sísmicas	145
6.-VERIFICACION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL	153
6.1 Estado límite de servicio	156
6.2 Momento de volteo	164
REFERENCIAS	167

introducción

1

El 3 de Julio de 1987, fue publicado en el Diario Oficial de la Federación el nuevo "Reglamento de Construcciones para el D.F." y posteriormente lo fueron las siguientes "Normas Técnicas Complementarias" en la Gaceta Oficial del D.D.F.:

29 Oct. 1987	N.T.C. para Diseño por Viento (NTC-VIENTO)
5 Nov. 1987	N.T.C. para Diseño por Sismo (NTC-SISMO)
12 Nov. 1987	N.T.C. para Diseño y Construcción de Cimentaciones. (NTC-CIMENTACIONES)
19 Nov. 1987	N.T.C. para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-MAMPOSTERIA)
26 Nov. 1987	N.T.C. para Diseño y Construcción

de Estructuras de concreto
(NTC-CONCRETO)

3 Dic. 1987 N.T.C. para Diseño y Construcción de
Estructuras Metálicas.
(NTC-METALICAS)

10 Dic. 1987 N.T.C. para Diseño y Construcción de
Estructuras de Madera
(NTC-MADERA)

a los que en lo sucesivo se hará referencia como
Reglamento y Normas.

La Sub-comisión de Normas y Procedimientos de la Comisión de Reconstrucción de la Ciudad de México, pidió al Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. la revisión de los "Comentarios", que ya habían sido editados para reglamentos anteriores y en donde se analizan las razones que soportan este nuevo Reglamento y sus Normas, haciendo hincapié en los motivos de los cambios más relevantes, estando éstos, desde el punto de vista del análisis sísmico de edificios, principalmente en el

Título VI, Seguridad Estructural de las Construcciones y en las NTC-Sismo.

Considerando el esfuerzo que representó la elaboración del Nuevo Reglamento así como de sus Normas y de los "Comentarios", la Secretaría General de Obras del D.D.F. determinó darles una gran difusión y crear los medios para su correcta aplicación e interpretación. Una de las herramientas creadas, para este último fin, es este Manual.

Este Manual, dirigido a todos los niveles de la población ingenieril, no intenta enseñar o inventar la Ingeniería o la ciencia de las estructuras a los Ingenieros, pues es obvio que el medio está formado por técnicos altamente capacitados y entrenados. Por el contrario, su objetivo es únicamente el evitar errores de interpretación y poner en manos de estos técnicos una eficaz herramienta de aplicación del Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias, sin justificar ni poner en tela de juicio dicho Reglamento

ni, mucho menos, redactar un tratado de análisis estructural. Este último punto fue revisado cuidadosamente, pues escribir sobre análisis sísmico sin hablar de estructuras es extraordinariamente difícil.

Nunca se cuestionó lo asentado en el Reglamento o las Normas, puesto que no es éste el foro apropiado para ello y, por otra parte, ya existen los "Comentarios al Reglamento" que lo justifican. Si se hubiera hecho, se habrían duplicado funciones innecesariamente.

A lo largo de este trabajo se trató de interpretar fielmente el Reglamento sin dar opiniones estructurales, pero en algunas ocasiones, fácilmente detectables para el lector, esto fue materialmente imposible y hubo necesidad de entrar de lleno en el campo estructural. Tanto estos argumentos como los ejemplos pueden ser saltados por los lectores versados y limitarse al uso de los diagramas, tablas y figuras explicativas con sus respectivos artículos y Normas Técnicas Complementarias de

referencia.

Otro de los retos a vencer al escribir este Manual, fue el de hacerlo con un enfoque tal que realmente sirviera como herramienta para aplicar eficaz y certeramente el "Reglamento de Construcciones para el D.F.", con sus "Normas Técnicas Complementarias". Para ello se estudiaron muchas alternativas, desde el simple análisis y comentarios de cada artículo y Norma Técnica importante, hasta un texto programado.

La opción finalmente seleccionada fue la de diagramas de flujo donde se agruparan todos los elementos relacionados con un tema en particular, especialmente aquellas indicaciones del Reglamento y las Normas que, por más aislados, se tienden a olvidar.

Esta opción se complementó con ejemplos de aplicación que se desarrollan paralelamente a la interpretación del Reglamento.

En cada punto de los diagramas de flu-

jo se marcaron las referencias correspondientes, tanto del Reglamento como de sus Normas Técnicas Complementarias.

Para que cada uno de los diagramas de flujo se entendiera formando parte de un conjunto congruente se implementó el diagrama de bloques, que aparece inmediatamente después de esta introducción, y que funciona como una guía que hace coherente la aplicación de los diagramas de flujo.

Se encontrará que los artículos del Reglamento y las Secciones de las Normas Técnicas Complementarias no aparecen en orden numérico, esto es debido a que solamente se muestran como referencia al tema tratado.

Es el deseo de la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal y de los autores que este Manual sea verdaderamente útil para los usuarios.

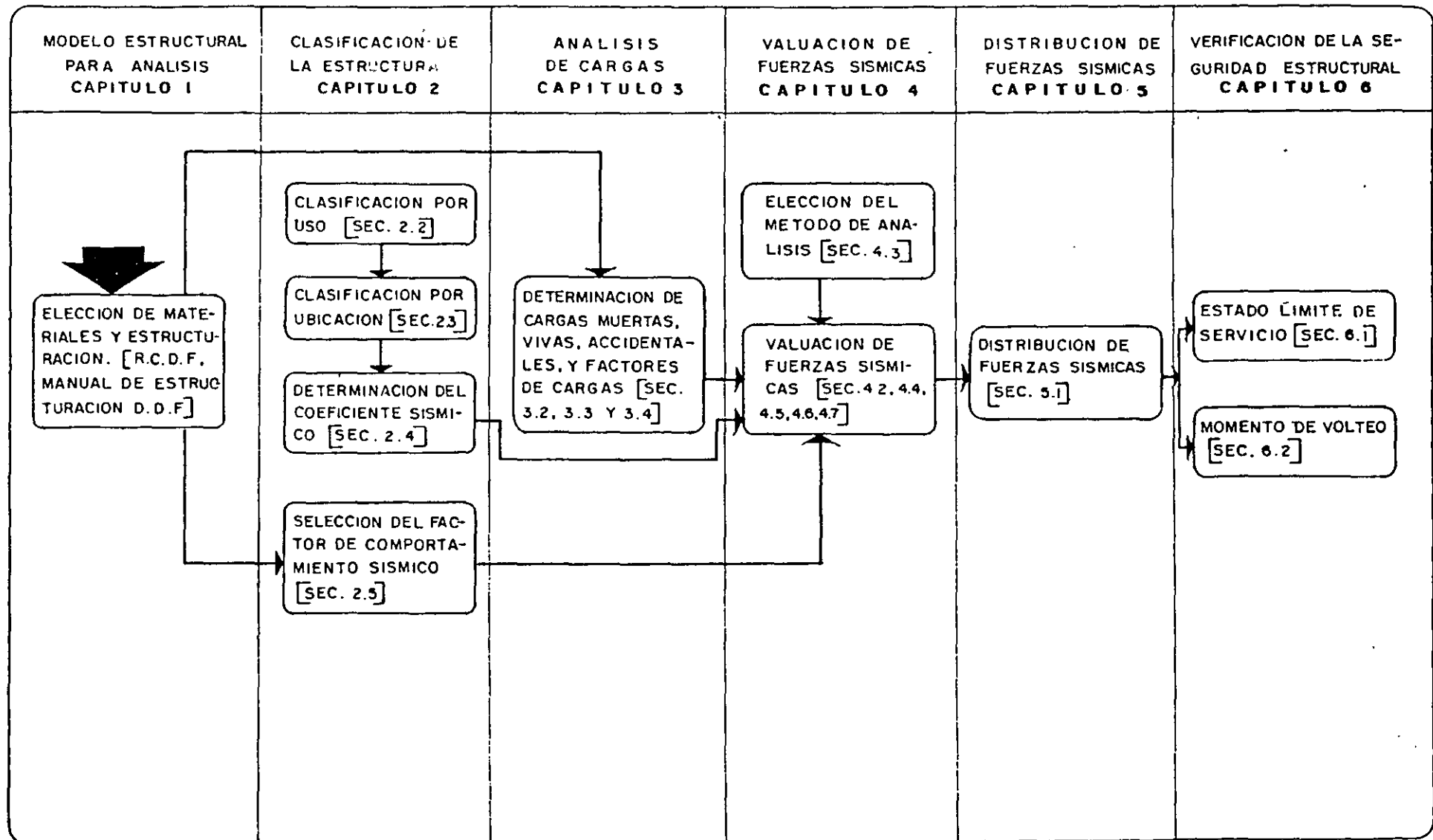
Tomando en cuenta que, hasta donde conocen los autores, es la primera experiencia en

México de escribir un Manual que no sea ni "Comen-
tarios" ni "Ayudas de Diseño", sino únicamente pa-
ra facilitar el camino entre el Reglamento con
sus Normas y su interpretación y aplicación, agra-
decíamos todas las sugerencias que nos permitie-
ran mejorarlo.

Ing. Federico Alcaraz Lozano.
Ing. Jesús Mendoza Alvarez
Ing. Luis Jorge González Moreno
Ing. J. Oscar Trejo Martínez
Ing. Rafael López Mejía
Ing. Miguel Rangel Loza
Ing. Bernardo Rivas Ramírez

Abril de 1988.

diagrama de bloques guía para aplicación de los diagramas de flujo



ABREVIATURAS

ABREVIATURAS

SIGNIFICADO

ART.

Artículo, cada vez que aparece Art ó artículo se refiere a los artículos de "Reglamento de Construcciones para el D.F."

"COMENTARIOS"

Se refiere a los comentarios al "Reglamento de Construcciones para el D.F.", escritos por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

FIG.

Figura, se refiere a las figuras de este Manual.

NTC-SISMO

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

NTC-CONCRETO

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

NTC-METÁLICAS

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

NTC-MAMPOSTERIA

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

NTC-CIMENTACIONES

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

NTC

Normas Técnicas Complementarias.

3.6. NTC - XXX

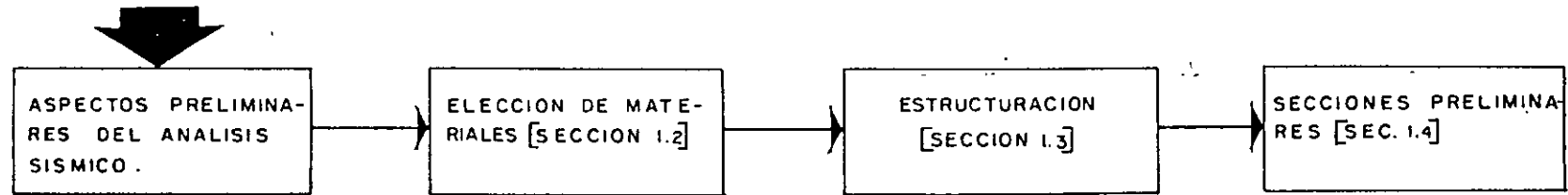
Cuando las referencias a las NTC están precedidas de un número este refiere a la sección correspondiente de la NTC, por ejemplo: 6.1. NTC Sismo, quiere decir, la sección 6.1. de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

R.C.D.F.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

I. ASPECTOS PRELIMINARES DEL ANALISIS SISMICO

I. ASPECTOS PRELIMINARES DEL ANALISIS SISMICO



1.1. GENERALIDADES

Diseñar estructuras no sólo con siste en determinar secciones estructurales y obtener niveles de esfuerzos seguros. Algunos aspectos igualmente importantes de un diseño exitoso son la economía y la facili dad de construcción. La obtención de resul- tados óptimos se logra cuidando todos los as pectos del análisis y del diseño partiendo de la selección adecuada de los materiales así como de una estructuración eficiente - del sistema y la determinación racional de las secciones, con lo cual el proyectista busca que cada parte de la estructura funcione con seguridad, bajo un enfoque glo- bal y uno particular de los elementos que la componen.

En este capítulo se incluyen los aspectos que al iniciar el proceso de diseño influyen de una manera determinante en la obtención de resultados, como son: elección de materiales, determinación del sistema es tructural y secciones preliminares para aná lisis.

1.2 materiales

N.T.C. - CONCRETO.

1.4 Materiales

Las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) citadas se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

1.4.1 Concreto

El concreto empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 ton/m³, y clase 2, con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 ton/m³.

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el artículo 174 del Reglamento, se usará concreto de clase 1. El Corresponsable en Seguridad Estructural podrá permitir el uso de concreto clase 2 para dichas obras, si demuestra que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluye esta justificación en la memoria de cálculo.

a) Materiales componentes para concretos clase 1 y 2

En la fabricación de los concretos, clase 1 o 2, se empleará cualquier tipo de cemento portland que sea congruente con la finalidad y características de la estructura y que cumpla con los requisitos especificados en la norma NOM C 1. También se podrá emplear cemento portland-puzolana, PUZ 1, que cumpla con la norma NOM C 2.

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 111 con las modificaciones y adiciones establecidas en 11.3.1.

El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NOM C 122. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 255.

b) Resistencia a compresión

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f'_c , igual o mayor que 250 kg/cm². La resistencia especificada de los concretos clase 2 será inferior a 250 kg/cm². En ambos casos deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en 11.3. El Corresponsable en Seguridad Estructural o el Director de Obra, cuando el trabajo no requiera de Corresponsable, podrá autorizar el uso de resistencias, f'_c , distintas de las antes mencionadas.

Para diseño se usará el valor nominal, f_c^* , determinado con la expresión siguiente:

Para concretos clases 1 y 2

$$f_c^* = 0.8 f'_c \quad (1.7)$$

El valor f_c^* es, en parte, una medida de la resistencia del concreto en la estructura. Para que sea válida la expresión (1.7) deben cumplirse los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado prescritos en 11.3.

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media, $\bar{f}_c$, mayor que la especificada, f'_c , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.

1.2. MATERIALES.

Generalmente cuando se contempla la posibilidad de efectuar un proyecto estructural desde el diseño arquitectónico se define el material que se va emplear en su construcción; los materiales más usados son el concreto reforzado, la estructura metálica, mampostería de diferentes formas y materiales y la madera. El Reglamento del Distrito Federal no excluye la posibilidad de utilizar otros materiales siempre y cuando se incluyan estudios que garanticen un comportamiento adecuado, es necesario determinar con exactitud la clase de material que se utilizará en la construcción, si éste se encuentra disponible y si se puede garantizar la calidad especificada en el diseño.

CONCRETO.

En las N.T.C. para concreto, sección 1.4 Materiales, se especifican las características del concreto empleado para fines estructurales dividiéndolo en Clase 1 y 2, definiendo las características de cada uno.

1.2

N.T.C. CONCRETO

c) Resistencia a tensión

Se considera como resistencia a tensión, $\bar{f}_t$, de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 15×30 cm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NOM C 163. A falta de información experimental, $\bar{f}_t$ se puede estimar igual a

$$\text{concreto clase 1} \quad 1.5\sqrt{f'_c}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 1.2\sqrt{f'_c}$$

La resistencia a tensión por flexión o módulo de rotura, $\bar{f}_r$, se puede suponer igual a

$$\text{concreto clase 1} \quad 2\sqrt{f'_c}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 1.4\sqrt{f'_c}$$

Para diseñar se usará un valor nominal, f'_n , igual a $0.75 \bar{f}_t$. También puede tomarse:

$$\text{concreto clase 1} \quad 1.2\sqrt{f'_c}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 0.9\sqrt{f'_c}$$

y el módulo de rotura, f'_r se puede tomar igual a

$$\text{concreto clase 1} \quad 1.6\sqrt{f'_c}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 1.1\sqrt{f'_c}$$

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas, los esfuerzos deben estar en kg/cm^2 ; los resultados se obtienen en estas unidades.

d) Módulo de elasticidad

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad se supondrá igual a

$$14\,000\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

y para concreto clase 2, se supondrá igual a

$$8\,000\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

e) Contracción por secado

Para concretos clase 1, la contracción por secado final, ϵ_{cs} , se supondrá igual a 0.001 y para concreto clase 2, se tomará igual a 0.002.

f) Deformación diferida

Para concreto clase 1, el coeficiente de deformación axial diferida final,

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i}$$

se supondrá igual a 2.4 y para concreto clase 2, se supondrá igual a 5.0. Las cantidades δ_f y δ_i son las deformaciones axiales final e inmediata respectivamente. Para calcular flechas diferidas, véase 2.2.2.

Es importante considerar que la diferencia principal de los concretos clase 1 y 2 es tanto en resistencia como en el módulo de elasticidad, este último interviene directamente en la rigidez de los elementos, que afecta directamente a las deformaciones en la estructura.

1.2

N.T.C.- CONCRETO.

1.4.2. Acero

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla soldada de alambre. Las barras serán corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas NOM B6 o NOM B294; o B 457; se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros incluidas en las presentes Normas Complementarias. La malla cumplirá con la norma NOM B290. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (N° 2) para estribos (donde así se indique en el texto de estas Normas), conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción (véase 2.1.5i). El acero de presfuerzo cumplirá con las normas NOM B293 o NOM B292.

Para elementos secundarios y losas apoyadas en su perímetro, se permite el uso de barras que cumplan con las normas B18, B32 y B72.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$; el de torones de presfuerzo se supondrá de $1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , establecidos en las normas citadas.

Para las obras clasificadas como A o B1, según se definen en el art. 174 del Reglamento, se usará concreto clase 1. El corresponsable de la seguridad estructural podrá permitir el uso de concreto clase 2 para dichas obras, si demuestra que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluye esta justificación en la memoria de cálculo.

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla soldada de alambre con las salvedades y restricciones dadas en la Secc. 1.4.2. - - - N.T.C.-Concreto. El acero de presfuerzo cumplirá con las Normas NOM-B-293 a NOM-B-292.

ACERO.

Las N.T.C. para Estructuras Metálicas no especifican el material pero se dan las características que se deben cumplir en la Secc. 1.3.

En la misma sección se clasifican las estructuras en dos tipos: el Tipo 1 designado para marcos con conexiones rígidas y el tipo 2 para elementos de armaduras.

En estructuras del Tipo 1 que se analicen y diseñen por métodos plásticos el material debe cumplir los requisitos 1.3.a. y 1.3.b. relativos a las características del material y su forma de comportarse ante las cargas.

La Secc. 9 de las N.T.C. para estructuras metálicas acepta la utilización de estructuras que no sean de acero si la estructura terminada presenta características tan satisfactorias como una de acero, si cumple los requisitos respectivos en lo que respecta a estabilidad, deformaciones permisibles y durabilidad, revisando las características del material en cuestión relativas a: curva esfuerzo-deformación, efectos de cargas de larga duración, efectos de repetición de cargas, ductilidad, efectos de soldadura (si se usa) y la posibilidad de corrosión.

N.T.C.-ACERO

1.3 Tipos de estructuras y métodos de análisis

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección.

Pueden utilizarse estructuras de alguno de los dos tipos básicos que se describen a continuación. En cada caso particular el análisis, diseño, fabricación y montaje deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al del tipo elegido. Debe prestarse particular atención al diseño y construcción de las conexiones.

Las estructuras del tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Esas conexiones deben ser capaces de transmitir, como mínimo, 1.25 veces el momento de diseño que haya en el extremo de cada barra, teniendo en cuenta, cuando sea necesario, el efecto de las fuerzas cortantes o normales de diseño que haya en ella, multiplicadas también por 1.25, independientemente de satisfacer todos los requisitos aplicables de la sección 5.8.

Las estructuras del tipo 2 son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados.

Las estructuras del tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o plásticos; estos últimos son aplicables cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

- a) El valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, F_y , no es mayor que el 80 por ciento de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u .
- b) La curva carga-deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso. Para ello, debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamien-

9. OTROS METALES

En el diseño de estructuras formadas por metales que no sean acero se procederá de manera que la estructura terminada presente características por lo menos tan satisfactorias como una de acero que cumpla los requisitos de estas Normas Técnicas en lo que respecta a estabilidad, deformaciones permisibles y durabilidad. Para ello se tomarán en cuenta las características propias del material en cuestión, relativas a:

Curva esfuerzo-deformación.

Efectos de cargas de larga duración.

Efectos de repetición de cargas.

Ductilidad y sensibilidad a concentraciones de esfuerzos.

Efectos de soldadura, en caso de emplearla.

Posibilidad de corrosión.

N.T.C.-MAMPOSTERIA

2. MATERIALES PARA MAMPOSTERIA

2.1 Piezas

2.1.1 Tipos de piezas

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir los requisitos generales de calidad especificados por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial para cada material. En particular deberán aplicarse las siguientes normas.

- CG Ladrillos y bloques cerámicos de barro, arcilla o similares
- C10 Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones de concreto

En el capítulo de diseño sísmico del Reglamento se fijan distintos factores de comportamiento sísmico, Q , en función del tipo de pieza que compone un muro y de su refuerzo.

Para fines de aplicación del capítulo mencionado se considerarán como piezas macizas aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área total, y cuyas paredes no tienen espesores menores de 2 cm.

Las piezas huecas a que hace referencia el capítulo de diseño sísmico son las que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 45 por ciento del área bruta; además el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 1.5 cm.

2.1.2 Resistencia en compresión

La resistencia en compresión se determinará para cada tipo de piezas de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NOM C 36.

Para diseño se empleará un valor de la resistencia, f_p , medida sobre el área bruta, que se determinará como el que es alcanzado por lo menos por el 98% de las piezas producidas.

2.2 Morteros

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Su resistencia en compresión será por lo menos de 40 kg/cm².
- b) La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3.
- c) La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NOM C 61.
- d) Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

2.3 Acero de refuerzo

El refuerzo que se emplee en castillos, dalas y/o elementos colocados en el interior del muro, estará constituido por barras corrugadas que cumplan las especificaciones NOM B6 y B294, por malla de acero que cumpla con la especificación B290 o por alambres corrugados laminados en frío que cumplan con la norma B72. Se admitirá el uso de barras lisas únicamente en estribos, en mallas electrosoldadas o en conectores. Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre a satisfacción del Departamento su eficiencia como refuerzo estructural.

Como esfuerzo de diseño, f_y , se considerará el de fluencia garantizado por el fabricante. La verificación de calidad del acero se hará de acuerdo con la norma correspondiente de la Dirección General de Normas.

MAMPOSTERIA.

En las estructuras edificadas -- con mampostería se debe conocer bien el material que se dispone; en la sección 2 de las N.T.C. para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería se indican los requisitos generales que se deben cumplir, como son: forma, sección transversal, resistencia a compresión, esfuerzo cortante resistente de diseño, etc., se definen las características del mortero, su resistencia y dosificación. Las piezas utilizadas así como el mortero deben cumplir con los requisitos de calidad, especificados por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial para cada material

El acero de refuerzo para confinar los muros con dalas y castillos o el que se emplee en el interior del muro, deberá cumplir las condiciones que marca la sección 2.3 de las mismas normas.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ , sea igual o superior a 0.35, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en *coníferas* y *latifoliadas*. Las latifoliadas se subdividen en los tres grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$ para madera seca (aquella cuyo contenido de humedad es $\leq 18 \pm 2$ por ciento):

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$ (kg/cm ²)
Grupo I	$> 120\,000$
Grupo II	$85\,000 - 119\,000$
Grupo III	$50\,000 - 84\,000$

El valor de $E_{0.05}$ deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Los proyectos de elementos estructurales de modalidades de la madera no cubiertas por estas Normas, tales como la madera laminada encolada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

1.2 Clasificación estructural

Para que sean aplicables los valores de diseño propuestos en estas Normas, las maderas de coníferas deberán clasificarse de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985, (ref 1) "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales", la cual establece dos clases de madera estructural, A y B; las maderas de latifoliadas deberán clasificarse de acuerdo con el Apéndice I.

Otros métodos de clasificación deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

1.3 Dimensiones

Para efectos de dimensionamiento se utilizarán con preferencia las secciones especificadas en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-224-1983 (ref 2) "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción". Para piezas con dimensiones mayores que las cubiertas en la Norma citada y, en general, para secciones que no se ajusten a ellas deberá utilizarse la sección real en condición seca.

1.4 Contenido de humedad

El contenido de humedad (CH) se define como el peso original menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera seca a la que tiene un contenido de humedad menor o igual a 18 ± 2 por ciento, y húmeda, a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor. El valor máximo admisible se limita a 50 por ciento.

MADERA.

La madera como material usado para fines estructurales puede ser de cualquier especie siempre y cuando su densidad relativa promedio, γ , sea igual o superior a 0.35, según lo establecido en las consideraciones generales de las N.T.C. para el Diseño y Construcción de Estructuras de Madera; sin embargo, para efectos de aplicación de las mismas Normas éstas clasifican a las maderas usuales en la construcción en dos grupos, coníferas y latifoliadas. Las latifoliadas se subdividen en tres grupos de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$, para madera seca (aquella cuyo contenido de humedad es 18 ± 2 por ciento); la clasificación de esta especie de maderas se hará de acuerdo con el apéndice I de las N.T.C. de Madera.

Un material para estructuración será mejor entre mas se acerque a las siguientes características:

a) Alta ductilidad (capacidad de deformarse sin fallar).

b) Alta relación resistencia-pe-

so.

c) Homogeneidad.

d) Ortotropía (El mismo comportamiento en varias direcciones).

e) Facilidad de fabricar conexiones de alta resistencia.

Generalmente mientras mas grandes son las estructuras mas importantes son estas características. En la Tabla 1.1 adaptada de la referencia 1.1. se dan recomendaciones para la utilización de materiales estructurales en edificios en función de su altura.

Si se requieren estructuras flexibles la mampostería no es el material apropiado, en cambio el acero sería mas adecuado. Si se requiere mayor rigidez es preferible contraventear o bien emplear muros de mampostería o de concreto reforzado.

El concreto puede ser usado para obtener casi cualquier grado de rigidez que se desee.

TIPO DE ESTRUCTURA.		
MUY ALTA	ALTURA MEDIA	B A J A
1.- Acero 2.- Concreto reforzado colado "in situ".	1.- Concreto reforzado colado "in situ". 2.- Acero 3.- Concreto precolado de buena calidad. 4.- Concreto preforzado. 5.- Mampostería reforzada de buena calidad.	1.- Mampostería de buena calidad. 2.- Concreto reforzado colado "in situ". 3.- Acero 4.- Concreto preforzado 5.- Concreto precolado 6.- Madera 7.- Mampostería de calidad regular.

MUY ALTA

mayor de 20 niveles

ALTURA MEDIA

entre 5 y 20 niveles

BAJA

entre 1 y 5 niveles

LA NUMERACION INDICA EL ORDEN DE CONVENIENCIA DEL MATERIAL.

TABLA 1.1.

1.3 estructuracion

1.3. ESTRUCTURACION.

Un proyecto estructural exige a los proyectistas un gran número de criterios de diseño, algunos de estos criterios son fundamentales para determinar la forma de la estructura; es crucial que se preste la adecuada atención a las consideraciones sísmicas en las distintas etapas de diseño.

Es de suma importancia que la forma estructural sea resistente, porque es muy difícil que un Ingeniero Estructurista pueda hacer mediante el diseño que una forma estructural inadecuada se comporte satisfactoriamente ante un sismo.

Para que el Proyectista proporcione una estructura adecuada, se debe disponer de suficiente información, se deben conocer las consecuencias del daño sísmico, los factores económicos requeridos para resistir ese daño, y el grado de riesgo de los diferentes tipos de estructura a fin de elegir una adecuada forma estructural.

No hay una forma universal ideal

para un tipo particular de estructura, aunque hay ciertos principios básicos que deben tenerse en cuenta; en general, la estructura debe ser:

- a) Simple.
- b) Simétrica
- c) No ser demasiado alargada en planta o elevación.
- d) Tener resistencia distribuida en forma uniforme y continua.
- e) Tener miembros horizontales en los cuales se formen las articulaciones plásticas antes que en los miembros verticales.
- f) Proporcionar rigideces que tomen en consideración las propiedades del suelo, es decir, lograr un periodo de vibración de la estructura distinto al periodo natural del suelo.

Un Sismo revelará inexorablemente cualquier debilidad de la estructura, la cual podrá ser considerablemente disminuida en términos generales mediante la aplicación de los principios básicos anteriores.

Para mayor información sobre este tema consultar el MANUAL DE ESTRUCTURACION editado por el Departamento del Distrito Federal a través de la Secretaría General de Obras el cual contempla diversas posibilidades de estructuración comparando formas de estructuras adecuadas con las que deben evitarse.

1.4 elección de secciones preliminares

N.T.C. PARA CONCRETO

5.2 Miembros a flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas,

$$(P_u \leq A_g f'_c / 10).$$

5.2.1 Requisitos geométricos

- El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.
- En sistemas de viga y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.
- La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0.
- El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá al ancho de las columnas a las que llega.
- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

1.4. ELECCION DE SECCIONES PRELIMINARES.

Dentro del proceso de diseño, la determinación de las secciones, es decir el dimensionamiento, se hará de acuerdo a los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, establecidos en el título VI del Reglamento ó por algún otro procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del art. 195 del Título VI del R.C.D.F.

De acuerdo al criterio del estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de cada sección, sea igual o mayor que la acción que sobre ella se aplique.

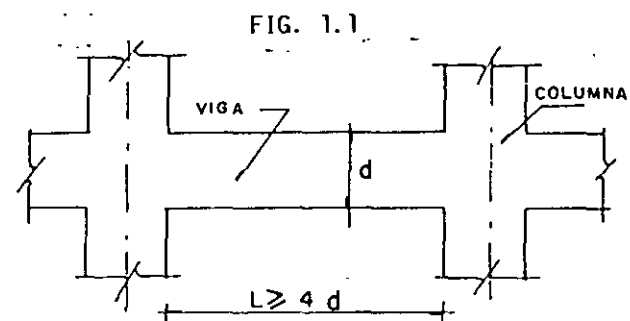
Si se revisa por estado límite de servicio, una vez que se han cumplido las restricciones por límite de falla, se comprobará que la respuesta de la estructura (deformación, agrietamiento, etc) queden limitados a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

La parte final de diseño, la verificación del dimensionamiento y la resistencia, requerirá menos modificaciones y ajustes si desde el diseño preliminar se eligen secciones adecuadas al número de niveles, la intensidad de cargas y la estructuración global.

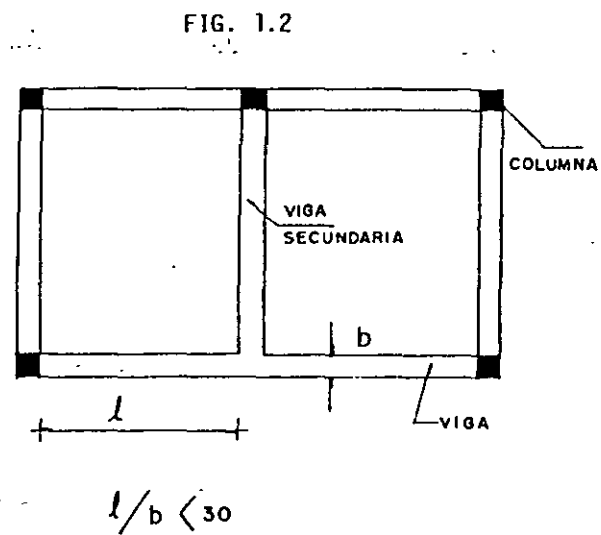
En la sección 5.2 de las N.T.C. - para Concreto, se establecen los requisitos para marcos dúctiles colados en el lugar y para la combinación de marcos y muros cuando se asigna a la estructura un factor de comportamiento sísmico de $Q=3$ ó $Q=4$, y se recomiendan los requisitos geométricos que deben cumplir las secciones para elementos sujetos a flexión mismos que se ilustran a continuación:

1.4

El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo, Fig. 1.1.



-En sistemas de viga y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30, Fig. 1.2.

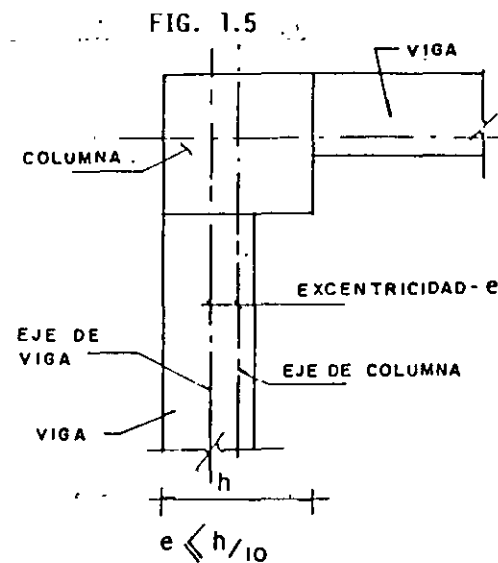
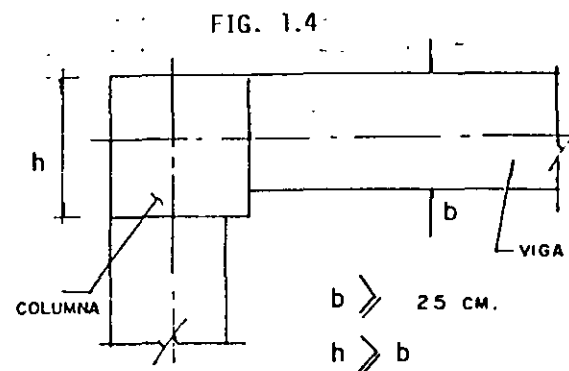
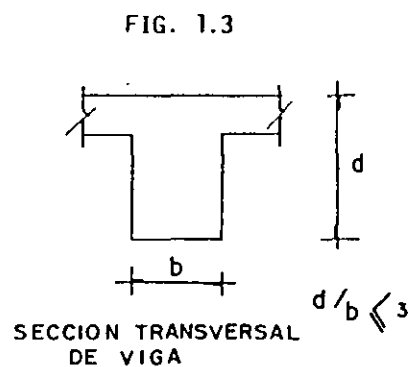


1.4

-La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0, Fig. 1.3.

-El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá al ancho de las columnas a las que llega, Fig. 1.4.

-El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga, Fig. 1.5



1.4

N.T.C.-CONCRETO

5.3 Miembros a flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f'_c / 10$.

5.3.1. Requisitos geométricos

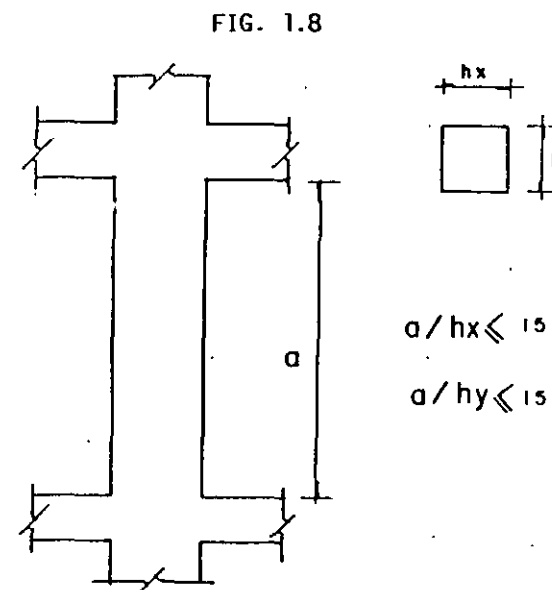
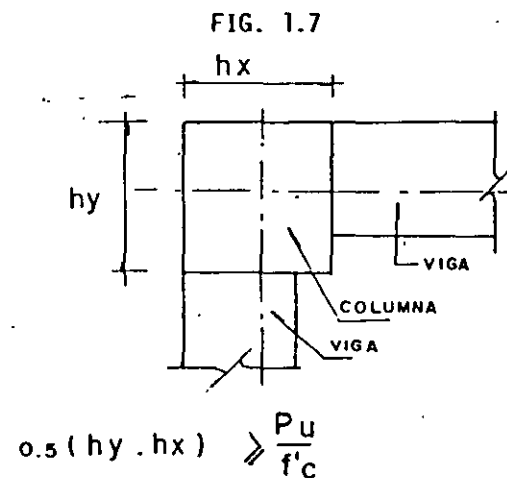
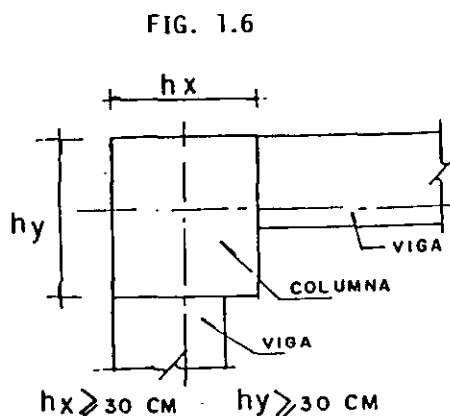
- La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
- El área, A_g , no será menor que $P_u / 0.5 f'_c$ para toda combinación de carga.
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

En la sección 5.3.1 de las mismas normas se recomienda dimensionamiento para secciones a flexo-compresión:

— La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm, Fig. 1.6.

— El área A_g no será menor que $P_u / 0.5 f'_c$ para toda combinación de carga, Fig. 1.7

— La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15, Fig. 1.8



1.4

N.T.C.-CONCRETO.

6. LOSAS PLANAS

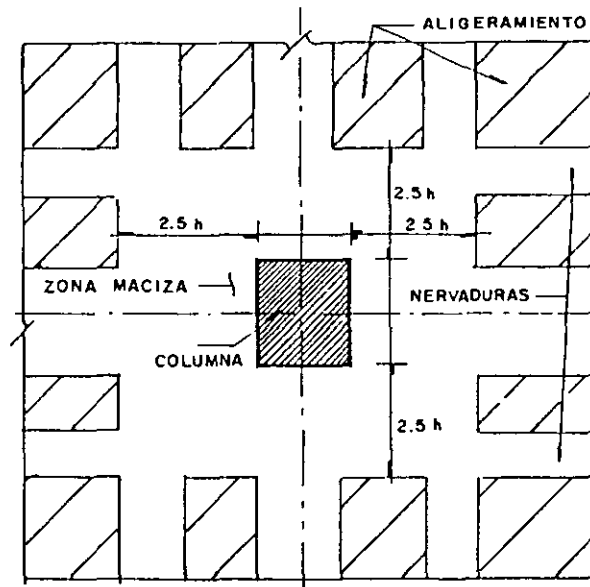
6.1 Requisitos generales

Losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes removibles, etc.). También pueden ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios de espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 10 cm. Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

Las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos $2.5h$, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo, contarán con zonas macizas de por lo menos $2.5h$ adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas de la losa al muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 25 cm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 20 cm de ancho y el resto de ellas de al menos 10 cm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 5.0 cm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 1000 kg en un área de 10×10 cm, actuando en la posición más desfavorable. En cada entre-eje de columnas y en cada dirección, debe haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de 4.6, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano a los elementos verticales resistentes de las fuerzas generadas por el sismo.

Para estructuras con sistema de piso de losa plana, los requisitos geométricos más importantes que debe cumplir este sistema se indican en las N.T.C. para Concreto, en el inciso 6.1 Requisitos generales.

- Las losas aligeradas tendrán una zona maciza adyacente a la columna de cuando menos $2.5h$. Fig. 1.9.



h = PERALTE DE LOSA PLANA FIG. 1.9

Contarán con zonas macizas de por lo menos $2.5h$ adyacentes a muros de rigidez Fig. 1.10.

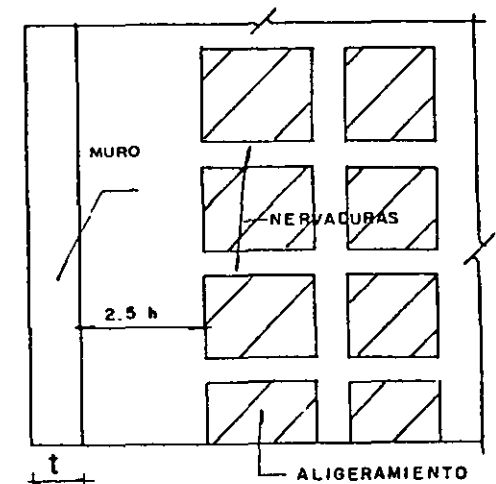
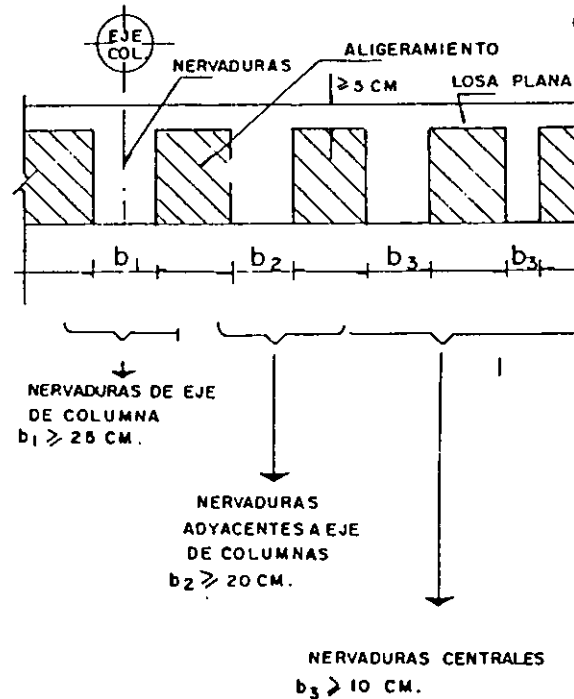


FIG. 1.10

- En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor a 25 cm., las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 20 cm. de ancho y el resto de ellas de por lo menos 10 cm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor a 5 cm. monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa, Fig. 1.11

Las recomendaciones anteriores, corresponden a estructuras de concreto que se pueden calcular con un factor de comportamiento sísmico alto, pero al adoptarlas durante la selección de secciones, se logra que en el dimensionamiento definitivo los cambios y modificaciones sean pocos.

FIG. 1.11



N.T.C.-CONCRETO

4.5.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, sin cargas verticales de consideración, con relación L/t no mayor de 70. (L es la longitud horizontal del muro). Si actúan cargas verticales importantes, la relación L/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en 4.5.1 y 2.1.3. El espesor, t , de estos muros no será menor de 13 cm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3.0 m, el espesor de los muros puede ser de 10 cm.

En el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará $Q = 3$. Cuando el muro no cumpla con los requisitos para elementos extremos del inciso b) que sigue, se adoptará $Q = 2$. Si parte de las fuerzas laterales es resistida por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o losas planas, se usará el valor de Q prescrito en los capítulos correspondientes de estas Normas.

MUROS DE CONCRETO.

La sección 4.5.2 muros sujetos a fuerzas horizontales, indica que en los muros que reciben principalmente carga horizontal y poca carga vertical, la relación entre longitud horizontal y el espesor t debe limitarse a $L/t = 70$; si actúan cargas verticales importantes, la relación L/t debe limitarse a 40, Fig. 1.12.

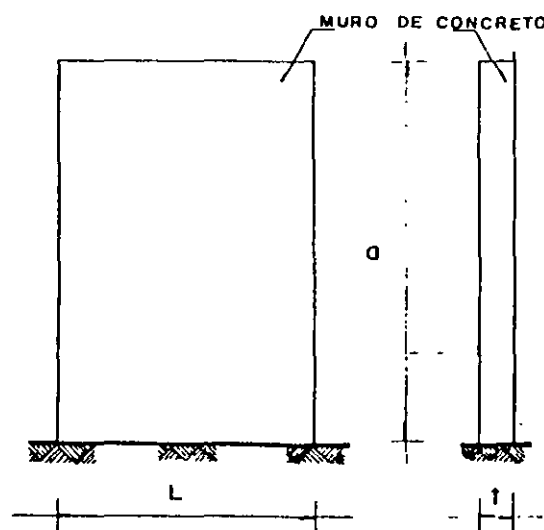


FIG. 1.12

SI LA CARGA VERTICAL NO ES CONSIDERABLE:

$$L/t \leq 70$$

SI LA CARGA VERTICAL ES CONSIDERABLE:

$$L/t \leq 40$$

El espesor, t , no será menor de 13 cm. pero tampoco será menor de 0.06 veces la altura no restringida lateralmente. En construcciones de dos niveles y con altura de entrepiso no mayor de 3 m. el espesor de los muros puede ser de 10 cm., Fig. 1.13

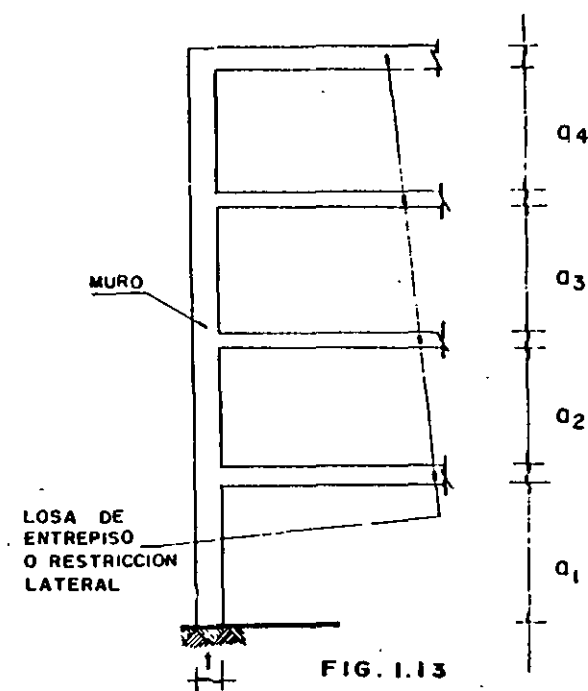


FIG. 1.13

$$t \geq 13$$

$$t \geq 0.06 Q_1$$

RIGE EL VALOR MAYOR DE Q1

N.T.C. - ACERO

II. ESTRUCTURAS DUCTILES.

11.2.2 Miembros en flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente en flexión. Se incluyen vigas y columnas con cargas axiales pequeñas, tales que P_u no exceda de $P_u/10$.

11.2.2.1 Requisitos geométricos

Todas las vigas deben ser de sección transversal I o rectangular hueca, excepto en los casos cubiertos en el inciso 11.2.5.

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna con la que se conecten.

El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

Las secciones transversales de las vigas deben ser tipo I, de manera que han de satisfacer los requisitos geométricos que se indican en los incisos 2.3.1. y 2.3.2. de estas Normas Técnicas para las secciones de ese tipo. Sin embargo, se permite que la relación ancho/grueso del alma llegue hasta $5300/\sqrt{F_y}$, si en las zonas de formación de articulaciones plásticas se toman las medidas necesarias (refuerzo del alma mediante atiesadores transversales o placas adosadas a ella, soldadas adecuadamente) para impedir que el pandeo local se presente antes de la formación del mecanismo de colapso.

Además, las secciones transversales deben tener dos ejes de simetría, una vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil, deben conservarse los dos ejes de simetría.

Si las vigas están formadas por placas soldadas, la soldadura entre almas y patines debe ser continua en toda la longitud de la viga, y en las zonas de formación de articulaciones plásticas debe ser capaz de desarrollar la resistencia total en cortante de las almas.

Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque su peralte varíe a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

En estructuras soldadas deben evitarse los agujeros, siempre que sea posible, en las zonas de formación de articulaciones plásticas. En estructuras atornilladas o remachadas, los agujeros que sean necesarios en la parte del perfil que trabaje en tensión se punzonarán a un diámetro menor y se agrandarán después, hasta darles el diámetro completo, con un taladro o un escarificador. Este mismo procedimiento se seguirá en estructuras soldadas, si se requieren agujeros para montaje o con algún otro objeto. Para los fines de los dos párrafos anteriores, las zonas de formación de articulaciones plásticas se considerarán de longitud igual a un peralte, en los extremos de la viga, y a dos peraltes, medidos uno a cada lado, de la sección en la que aparecerá, en teoría, la articulación plástica, en zonas intermedias.

ESTRUCTURAS METÁLICAS

El sistema mas usado después de la mampostería y el concreto reforzado es la estructura metálica. Su diseño se rige, también, por los estados límite de falla y límite de servicio; las N.T.C. para Estructuras Metálicas clasifican las estructuras en dos tipos: el primero corresponde a marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que los componen están unidos entre si por conexiones rígidas.

El segundo tipo son las que estan formadas por miembros unidos entre si por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas y que funcionan principalmente bajo esfuerzos normales.

Las secciones estructurales también se clasifican en cuatro tipos de acuerdo a la relación ancho-grueso máxima de los elementos planos que trabajan a compresión axial, a compresión debida a flexión o a flexocompresión, de acuerdo a las condiciones que se especifican en el inciso 2.3 de las N.T.C. de Acero.

1.4

N.T.C. - ACERO

11.2.3 Miembros en flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros que trabajan en flexocompresión, en los que la carga axial de diseño, P_u , es mayor que $P_u/10$. La mayoría de estos miembros son columnas, pero pueden ser de algún otro tipo; por ejemplo, las vigas que forman parte de crujeas contraventeadas de marcos rígidos han de diseñarse, en general, como elementos flexocomprimidos.

11.2.3.1 Requisitos geométricos

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0, y la dimensión menor será de 20 cm o más.

Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte/ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 20 cm o más.

La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

En la sección 11.2.2 se indican -- los requisitos que deben satisfacer los miembros a flexión en un marco dúctil, estos requisitos se aplican a marcos con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ ó 3 , que cumplan las condiciones I y II del capítulo 5 de las N.T.C. para sismo, que comentaremos en el capítulo 3 de este Manual.

Al utilizar estructuras de algún caso particular, el análisis, diseño, fabricación y montaje, deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al tipo que se ha elegido.

Las especificaciones indicadas para las secciones corresponden a la manera de comportarse dentro de los intervalos elástico e inelástico y a sus características de fabricación.

Se ilustran a continuación las características que deben cumplir las secciones a flexión y a flexocompresión para formar marcos dúctiles.

Todas las vigas deben ser de sección transversal I o rectangular hueca, Fig. 1.14 a.

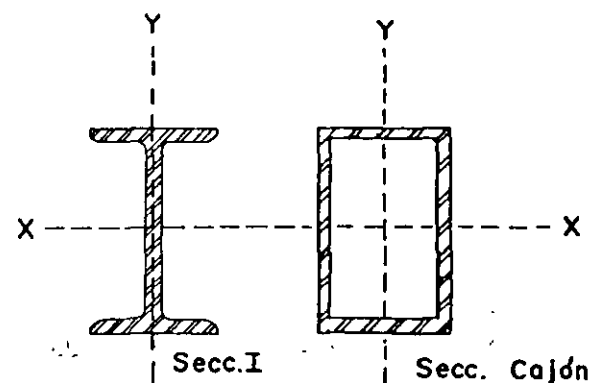


FIG 1.14 a

Soldadura continua en viga formada por tres placas soldadas, Fig. 1.14 b.

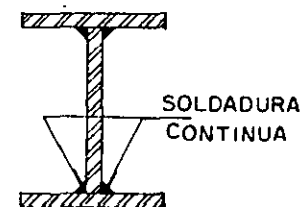


FIG. 1.14. b

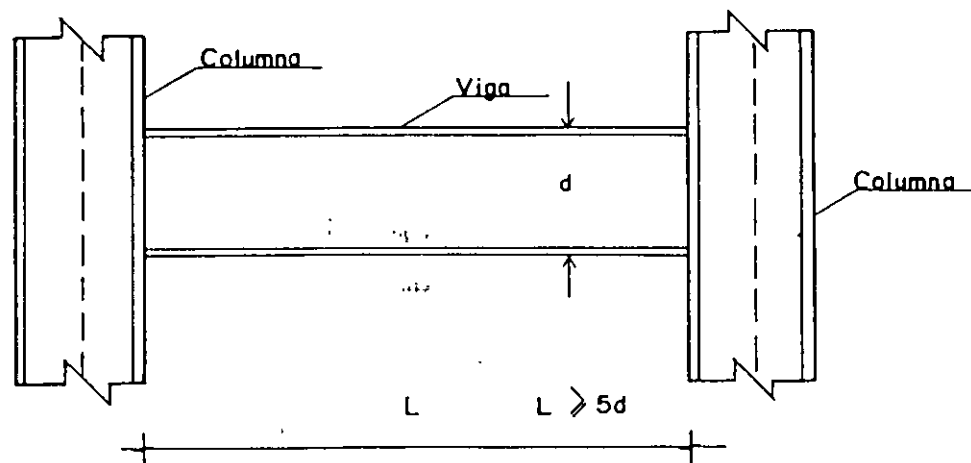


Fig. 1.15 a

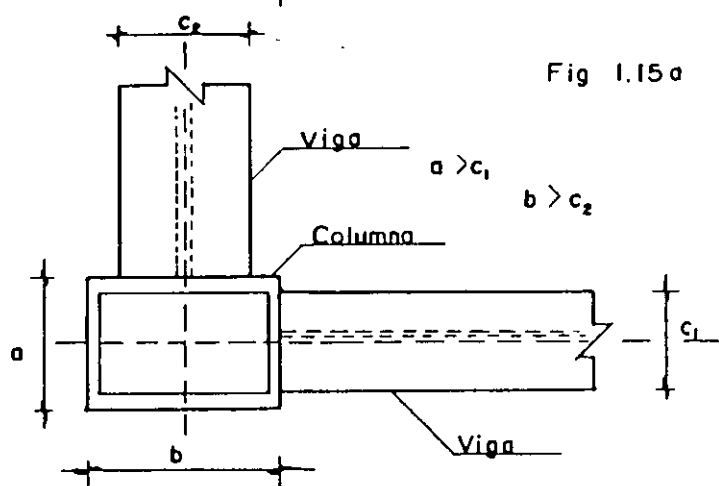


Fig. 1.15 b

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna con la que se conecten, Fig. 1.15 a y b.

El eje de las vigas no deben separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga, Fig. 1.16.

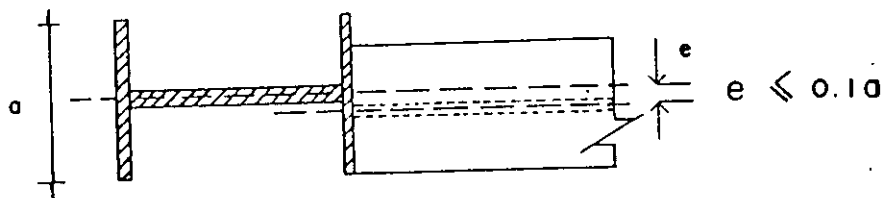
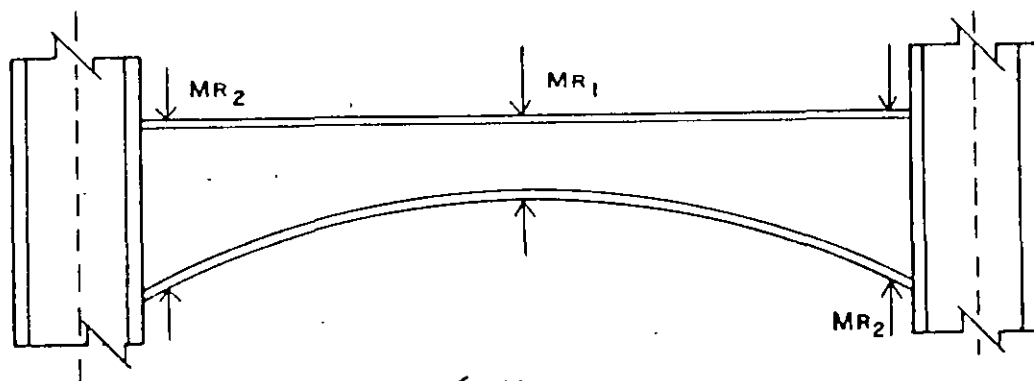


Fig. 1.16

1.4

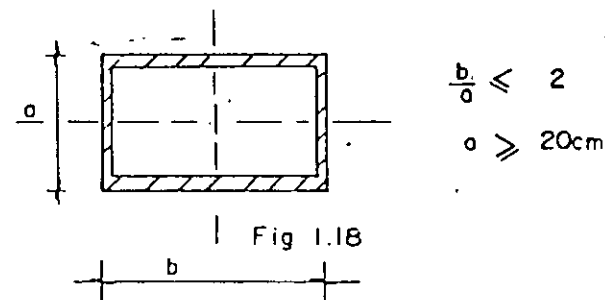
Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque su peralte varíe a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos Fig. 1.17



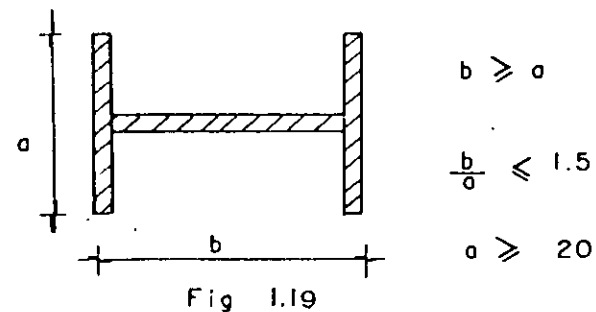
$$\frac{MR_2}{4} \leq MR_1$$

Fig 1.17

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones no debe exceder de 2.0 y la dimensión menor será de 20 cm o más, Fig. 1.18.

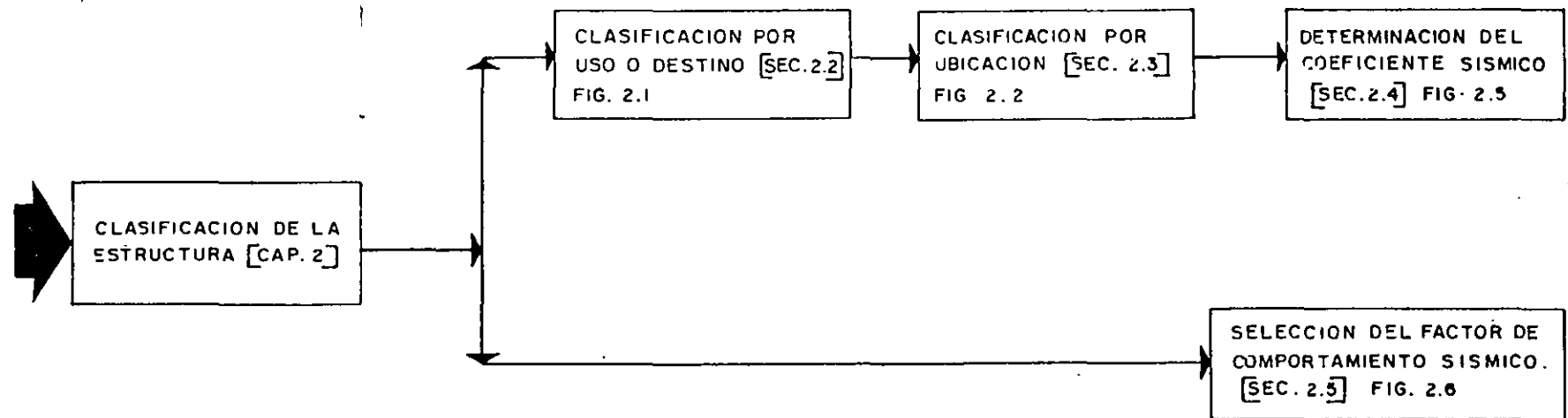


Si la sección transversal es H el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte/ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 20 cm. o más, Fig. 1.19.

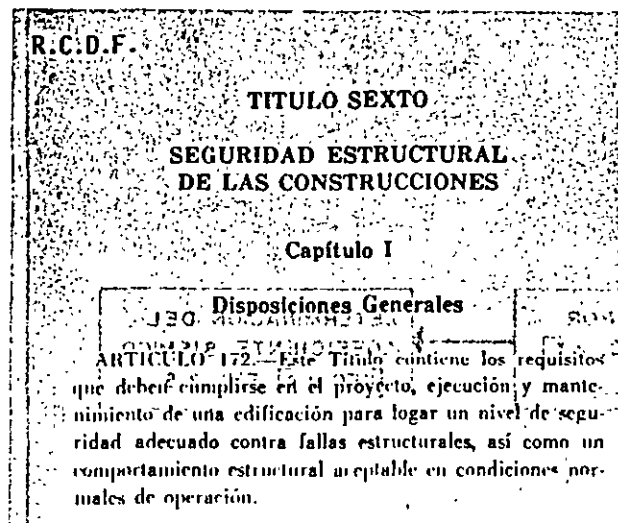


2. CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA

2. CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA



2.1 generalidades



2.1. GENERALIDADES.

La clasificación de las estructuras ubicadas en el Distrito Federal se efectúa de acuerdo con el Título VI del Reglamento de Construcciones para el D.F. publicado el 3 de Julio de 1987.

La clasificación de las estructuras es importante ya que a partir de ella se definen los coeficientes requeridos por el análisis sísmico para la obtención de las fuerzas horizontales.

Las estructuras se clasifican de acuerdo a su destino y a su ubicación.

El objeto de clasificar a las estructuras de acuerdo a su uso o destino es para establecer diferentes factores de seguridad de acuerdo con la importancia relativa del inmueble o su función.

El objeto de clasificar a las estructuras de acuerdo a su ubicación se debe a que ésta proporciona diferentes valores para el coeficiente sísmico de acuerdo al tipo de suelo y a la respuesta de este a los movimientos sísmicos.

2.2 clasificación de las estructuras según su destino

R.C.D.F.

ARTICULO 174.—Para los efectos de este Título las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

I.—Grupo A.—Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que pueden alojar más de 200 personas; gasolineras, depósito de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, subestaciones eléctricas y centrales telefónicas y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio del Departamento, museos, monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso, y

II.—Grupo B.—Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:

a) SUBGRUPO B1.—Construcciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II según se definen en el artículo 175, y construcciones de más de 15 m de altura o 3,000 m² de área total construida, en zona III, y

b) SUBGRUPO B2.—Las demás de este grupo.

2.2. CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS SEGUN SU DESTINO.

Las estructuras se clasifican de acuerdo a su uso o destino, conforme a lo establecido en el artículo 174 del R.C.D.F., tomando en cuenta la importancia de las mismas en términos de lo que ordinariamente significan para la sociedad, la importancia de las funciones que desempeñan ante una emergencia provocada por un sismo de gran intensidad y la magnitud de los daños que a personas o servicios pudiera ocasionar su falla.

De acuerdo con los criterios anteriores, las estructuras se clasifican en grupo A y grupo B.

El objetivo de la clasificación es el de procurar que un determinado grupo de estructuras sean más resistentes que la generalidad, debido a que en este grupo de edificaciones se llevan a cabo actividades importantes para la población en el caso de un eventual siniestro sísmico, preservando los bienes que contienen o evitando la pérdida de un número elevado de vidas;

a este grupo de construcciones se le denomina Grupo A. Para estas construcciones los requisitos de seguridad estructural son más estrictos como se observa al final del art. 206 R.C.D.F.

La lista de construcciones que para grupo A define el art. 174 R.C.D.F. no es exhaustiva, ya que será el buen juicio del Ingeniero el factor determinante para la clasificación de la estructura, especialmente en aquellos casos en que por usos mixtos, por el valor del inmueble o su contenido a juicio del propietario o del Departamento, o bien por considerarse que el número de vidas en riesgo es elevado, se genera una incertidumbre en la clasificación. Los ejemplos 2.1., 2.2. y 2.3. muestran estructuras de uso mixto, alto valor contenido y elevado número de vidas en riesgo, respectivamente, en los que se recomienda que el edificio se clasifique como grupo A.

En términos generales se recomienda que cuando en alguno de los usos del inmueble se presenten características de

2.2

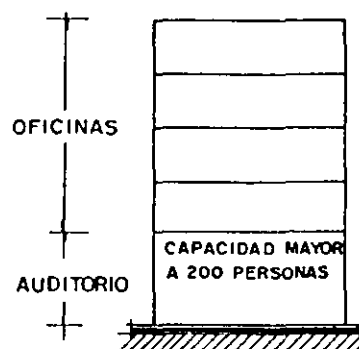
38

ARTICULO 200. El coeficiente sísmico, c , es el coeficiente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de esta sobre dicho nivel.

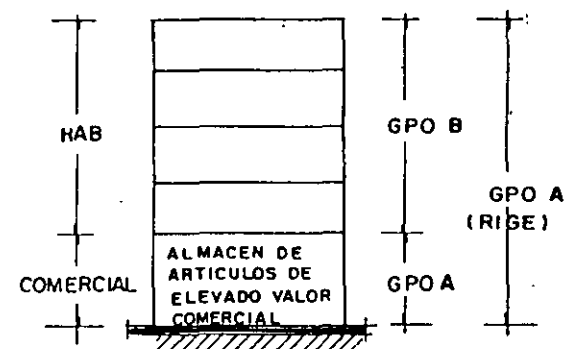
Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan según los Capítulos IV y V de este Título.

El coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas como del grupo B en el artículo 174 se tomará igual a 0.10 en la zona I, 0.32 en la II y 0.40 en la III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fijan las Normas Técnicas Complementarias, y a excepción de las zonas especiales en las que dichas Normas especifiquen otros valores de c . Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

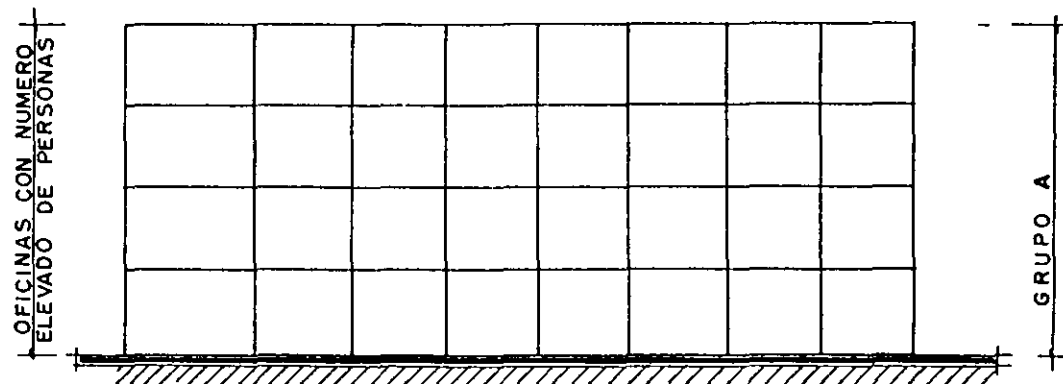
las descritas para grupo A, se defina la estructura en su conjunto como grupo A.



EJEMPLO 2.1



EJEMPLO 2.2



EJEMPLO 2.3

2.2

R.C.D.F.

ARTICULO 44.—Corresponsable es la persona física o moral con los conocimientos técnicos adecuados para responder en forma solidaria con el Director Responsable de Obra, en todos los aspectos de las obras en las que otorgue su responsiva, relativos a la seguridad estructural, diseño urbano y arquitectónico e instalaciones, según sea el caso, y deberá cumplir con los requisitos establecidos en el artículo 46 de este Reglamento.

Cuando se trate de personas morales que actúen como Corresponsables, la responsiva deberá ser firmada por una persona física que reúna los requisitos a que se refiere el artículo 46 de este Reglamento y que tenga poder bastante y suficiente para obligar a la persona moral. En todo caso, tanto la persona física como la moral, son responsables solidarios en los términos que para ello señala la Legislación común.

Se exigirá responsiva de los Corresponsables para obtener la licencia de construcción a que se refiere el artículo 54 de este Reglamento, en los siguientes casos:

1.—Corresponsable en Seguridad Estructural, para las obras de los grupos A y B1 del artículo 174 de este Reglamento;

El grupo B corresponde a las construcciones comunes no incluidas dentro del grupo A tal como se especifica en la fracción II del art. 174 R.C.D.F., las cuales a su vez se subdividen en los subgrupos B1 y B2 de acuerdo con la importancia, área construida, altura y zona en que se localizan. En la tabla siguiente se resumen las características de esta clasificación.

GRUPO B			
SUBGRUPO B1		SUBGRUPO B2	
	ZONA I, II	ZONA III	ZONA I, II, III
ALTURA	> 30 M.	> 15 M.	LOS DEMAS
AREA	> 6000 m ²	> 3000 m ²	II II

Las zonas a que hace mención la tabla anterior, las cuales serán comentadas en la siguiente sección de este capítulo, se especifican en el art. 219 del R.C.D.F. así como en la sección 2 de las NTC- CIMENTACIONES.

La división del grupo B en dos subgrupos conduce a la aplicación de requisitos, tanto en el aspecto de seguridad estructural como en los de tipo legal.

En el aspecto legal, tanto las estructuras del grupo A como las del grupo B1, requieren de un corresponsable de la Seguridad Estructural de acuerdo con la fracción I del art. 44 del R.C.D.F., con el objeto de establecer un control más estricto en la observancia de especificaciones y criterios tanto en la fase de diseño como en la de construcción.

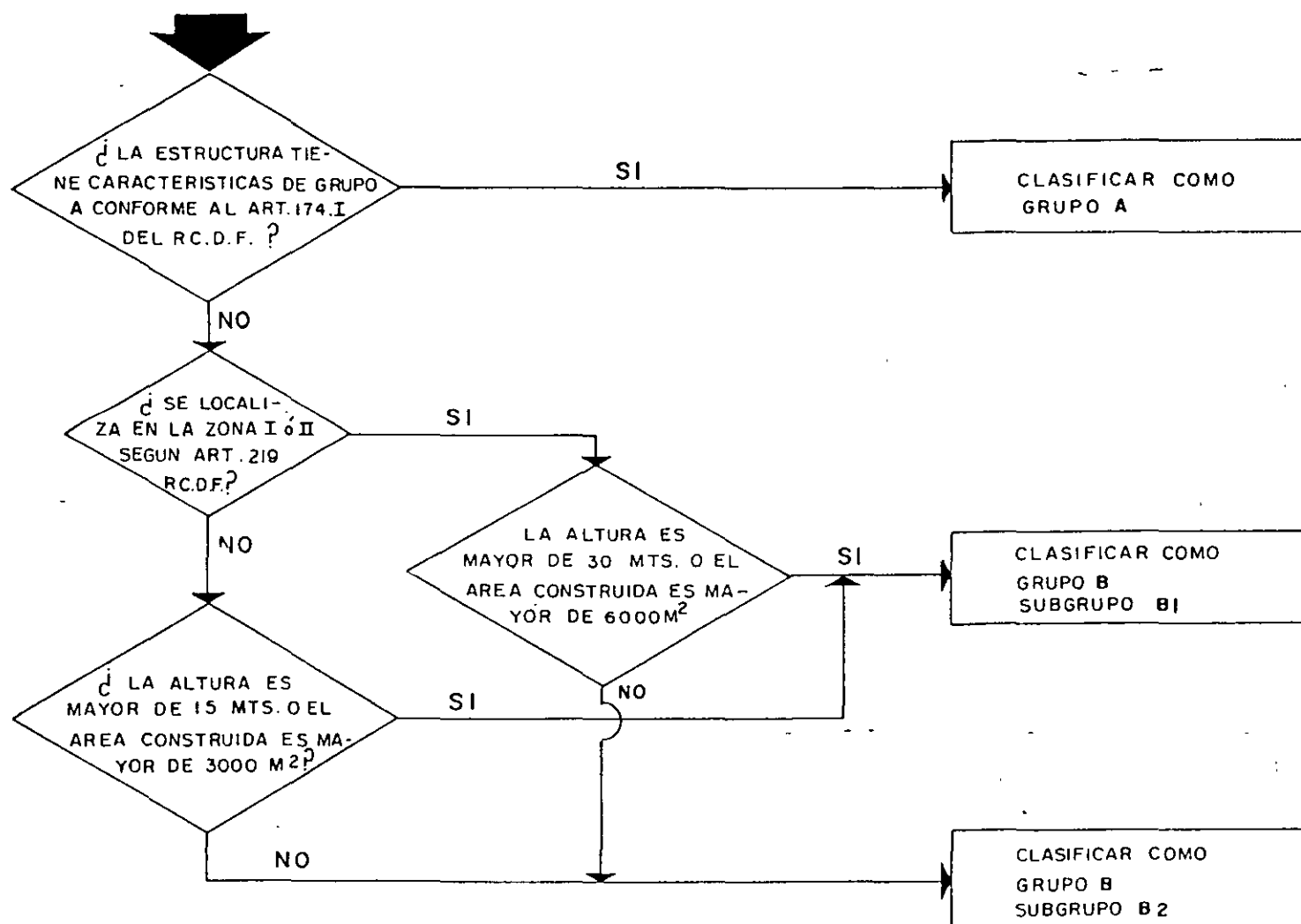
Por la parte de Seguridad Estructural, para estas mismas estructuras deberá utilizarse concreto Clase I, según se especifica en el inciso 1.4.1. de las NTC-CONCRETO, aunque este requisito no es obligado si el corresponsable de seguridad es

2.2

estructural permite el uso de concreto clase 2, siempre y cuando demuestre que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluya esta justificación en la Memoria de Cálculo.

La figura 2.1. muestra el diagrama de flujo para clasificar las estructuras por su uso o destino.

FIG. 2.1 diagrama para la clasificación de las estructuras por su uso o destino



2.3

Clasificación de las estructuras según su ubicación

R.C.D.F.

ARTICULO 175.—Para fines de estas disposiciones, el Distrito Federal se considera dividido en las zonas I a III, dependiendo del tipo de suelo.

Las características de cada zona y los procedimientos para definir la zona que corresponde a cada predio se fijan en el Capítulo VIII de este Título.

ARTICULO 219.—Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I.—Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena;

Zona II.—Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III.—Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el suelo

suelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de construcciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

N.T.C. Cimentaciones.

2.1 Reconocimiento del sitio

En la Fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

2.3. CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS SEGUN SU UBICACION.

Las estructuras se clasifican de acuerdo a su ubicación conforme a lo establecido en los artículos 175 y 219 del R.C.D.F. y en la sección 2.1 de las NTC-CIMENTACIONES; de esta forma, se distinguen las zonas I, II y III que corresponden a las zonas de LOMAS, TRANSICION Y LAGO respectivamente, como se muestra en la figura 2.3.

El objetivo de clasificar a la estructura de acuerdo con su ubicación es el de incorporar en el análisis las diferentes respuestas de cada zona ante excitaciones sísmicas, lo cual se refleja en el coeficiente sísmico especificado en el art. 206 del R.C.D.F. y en la sección 3.1 de las NTC-SISMO que serán comentadas en páginas posteriores.

Para construcciones ligeras o medianas la clasificación por ubicación podrá efectuarse directamente del mapa de la fig. 2.3.

N.T.C. Cimentaciones.

2.2 - Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del Artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

TABLA I

REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SO- MERAS

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las Zonas

I y II, o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la Zona

III

Profundidad de desplante $D_e \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos suelos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos suelos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 , bajo zapatas o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Para construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas se deben realizar investigaciones en el subsuelo para determinar la zona a la que corresponde el predio.

Las características que definen a las cimentaciones ligeras o medianas y a las profundas o pesadas se presentan en los puntos A y B de la Tabla I de la sección 2.2 de las NTC-CIMENTACIONES.

Se definen también en esta sección los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo, de acuerdo a los esfuerzos que induce la estructura, al perímetro de la cimentación y a la profundidad de desplante.

Si existe incertidumbre en cuanto a la ubicación debido al estudio de mecánica de suelos o si el predio se ubica a menos de 200 metros de la frontera entre dos zonas, deberá ser ubicado en la más desfavorable.

Las N.T.C. para diseño por sismo identifican una parte de la zona II donde los requisitos para análisis son más seve-

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II, o

$P > 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_f > 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

ros que en el resto de la zona, esta subzonificación se muestra en el área sombreada de la figura 2.4. Los requisitos a que se hace mención se detallan en la sección 3 y en el apéndice A4 de las N.T.C. para Diseño por Sismo y serán comentados en la sección 2.4. de este capítulo.

La figura 2.2. muestra el diagrama de flujo para la clasificación de las estructuras por ubicación.

En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo dirección de flujos, acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada, para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

CARACTERISTICAS DE CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SOMERAS

(2.2 NTC. CIMENTACIONES)

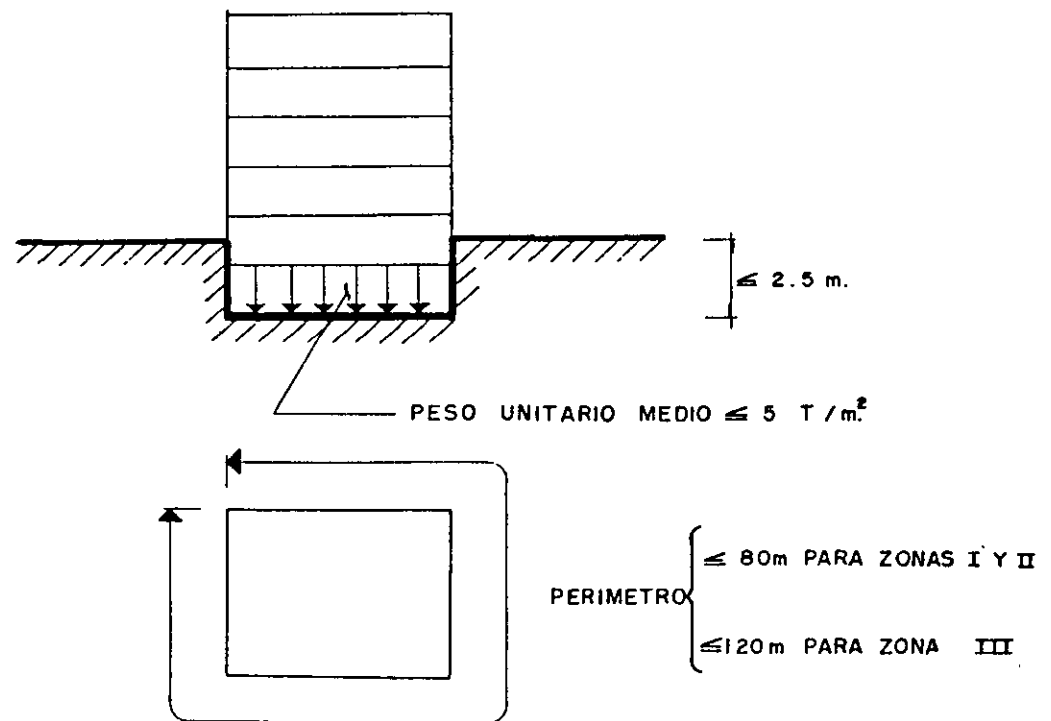
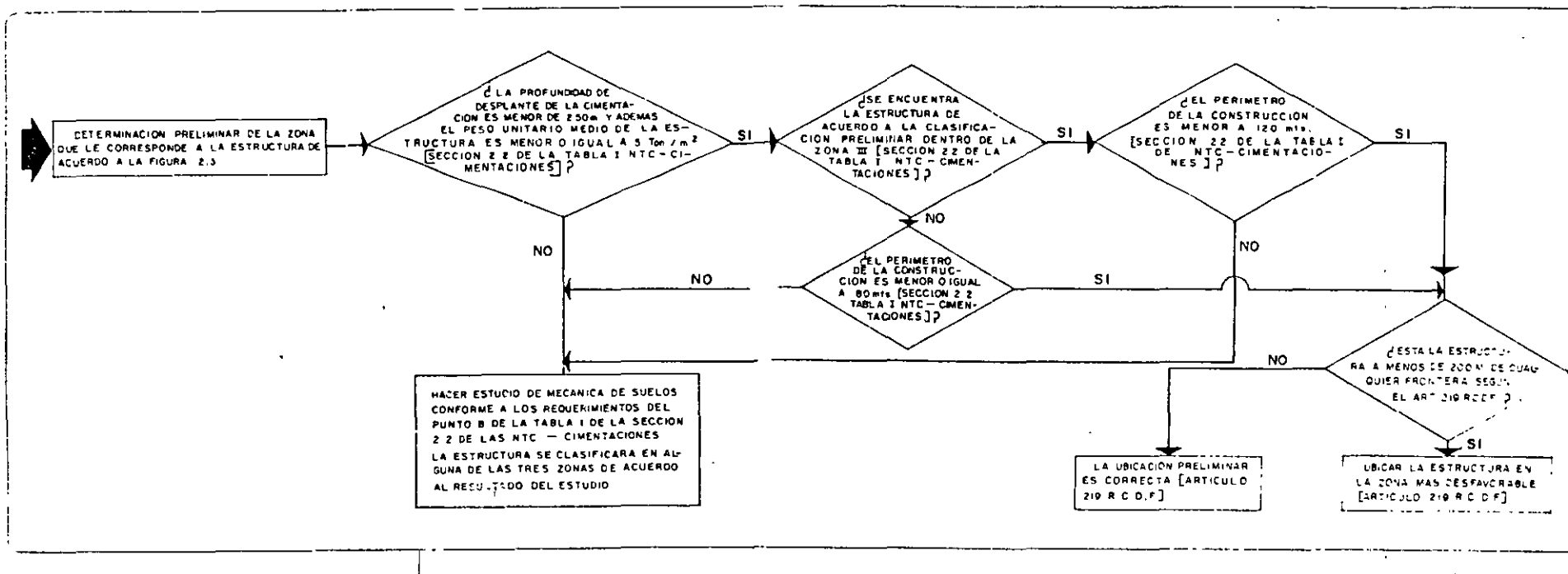


FIG. 2.2 Diagrama para la clasificación de las estructuras por ubicación



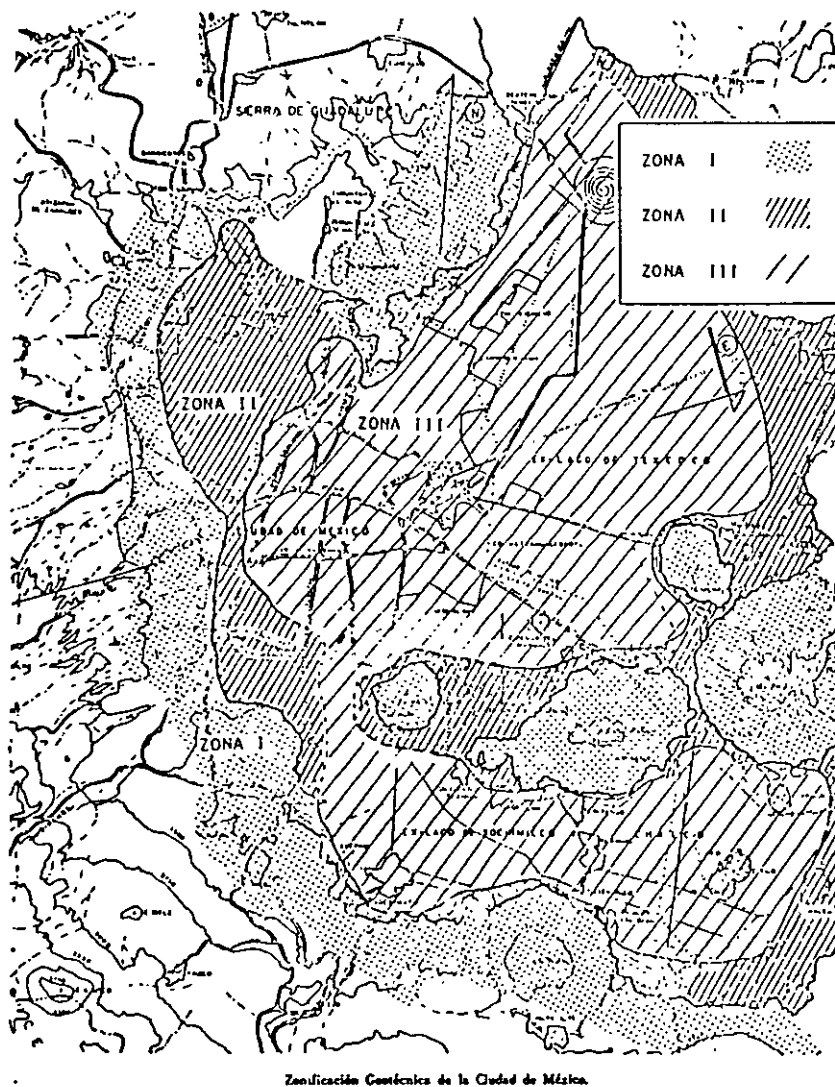


FIG. 2.3 = FIG. 1 NTC - CIMENTACIONES

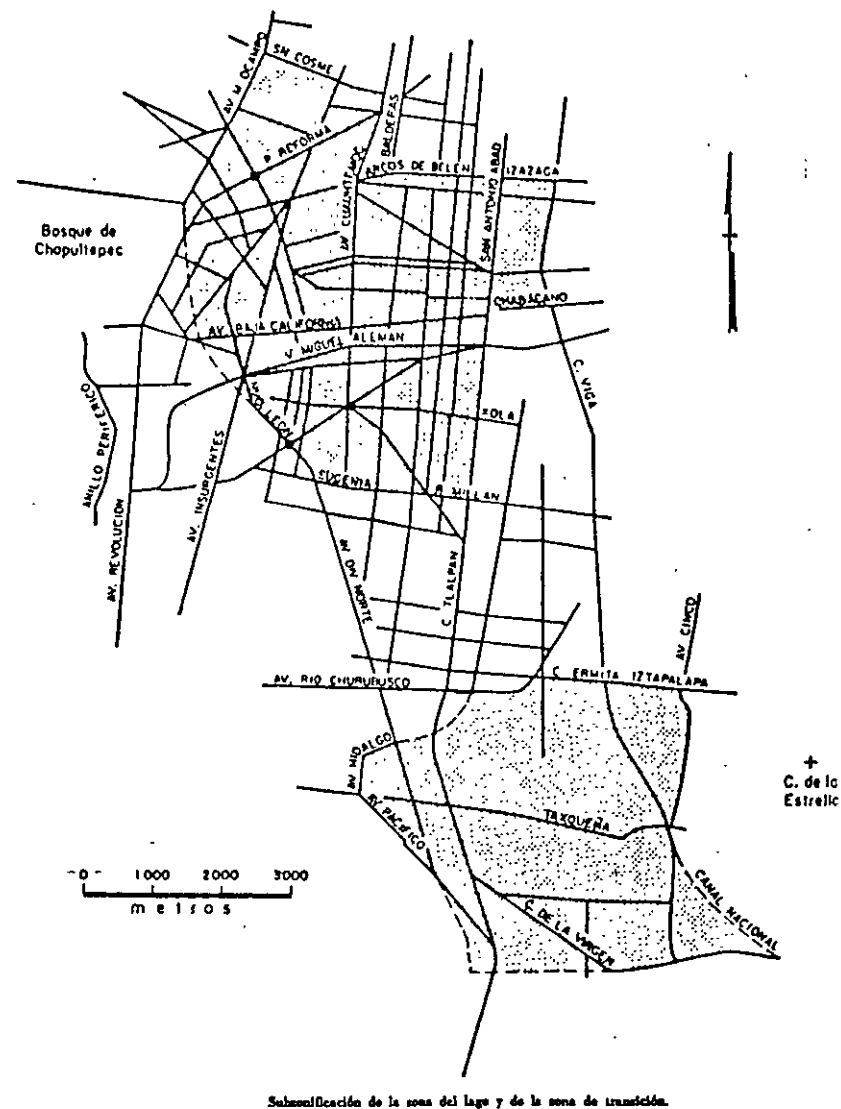


FIG. 2.4 = FIG. 3.1 NTC - SISMO

2.4 coeficiente sísmico

R.C.D.F.

ARTICULO 205. — Para los efectos de este Capítulo se considerarán las zonas del Distrito Federal que fija el artículo 219 de este Reglamento.

ARTICULO 206. — El coeficiente sísmico es el coeficiente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de esta sobre dicho nivel.

Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan según los Capítulos IV, V, V de este Título.

El coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas como del grupo B en el artículo 174 se tomará igual a 0.16 en la zona I; 0.32 en la II y 0.40 en la III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fijan las Normas Técnicas Complementarias, y a excepción de las zonas especiales en las que dichas Normas especifican otros valores de c . Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

2.4. COEFICIENTE SISMICO.

Hasta el momento no es posible de terminar con precisión la medida o la dirección de las fuerzas que un evento sísmico induce a una estructura, en realidad, el valor numérico de dichas fuerzas no se conocerá en forma exacta pues son muchos y complejos los efectos provocados por cada movimiento sísmico, como también es compleja la respuesta dinámica de cada estructura a dicho movimiento.

La experiencia indica que es posible el diseño de estructuras resistentes al sismo utilizando los conocimientos actuales de tales fenómenos. Ante la imposibilidad de evaluar con precisión las fuerzas horizontales que un sismo induce a una estructura dada, el R.C.D.F. proporciona un parámetro que refleja las acciones máximas esperadas en la vida útil de la estructura, para cada zona del D.F. Este parámetro se denomina coeficiente sísmico y se define en el art. 206 R.C.D.F.; de acuerdo con este artículo, la fuerza horizontal que obra en la base de la estructura es:

$$V_o = c W$$

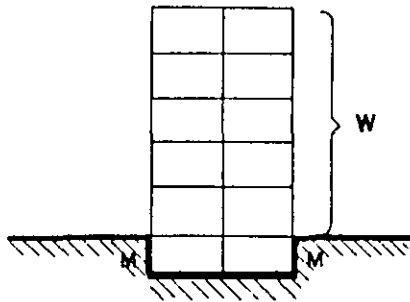
donde

V_o = Fuerza horizontal, llamada cortante basal.

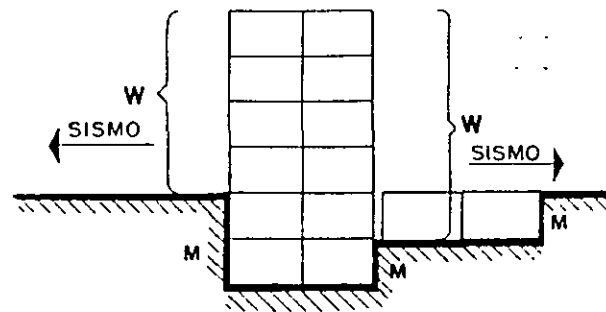
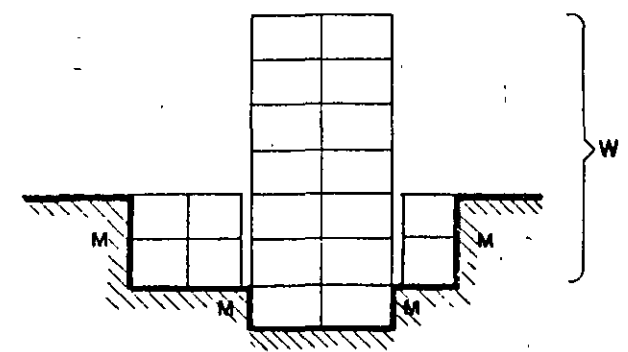
c = Coeficiente sísmico que representa un porcentaje de la gravedad expresado en decimal.

W = Peso total de la estructura que se encuentra por encima del punto donde no hay restricción al desplazamiento horizontal (Ejemplos 2.4, 2.5, 2.6. y 2.7)

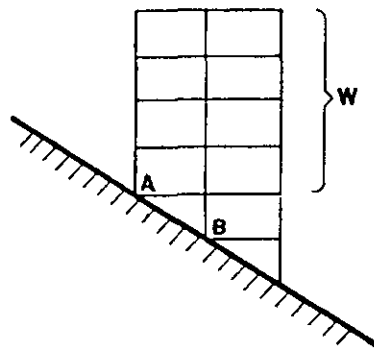
2.4



EJEMPLO 2.4

EJEMPLO 2.5
(CASO ASIMETRICO)

EJEMPLO 2.6



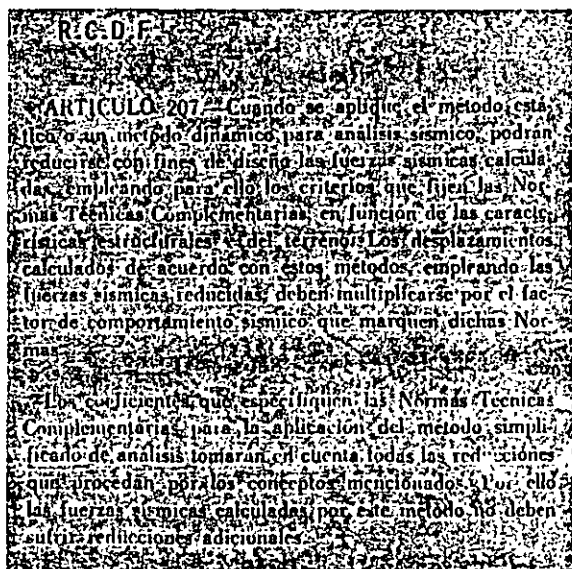
EJEMPLO 2.7

W EN CASO DE DUDA SOBRE
SI LA RESTRICCION AL
DESPLAZAMIENTO ESTA
EN A o EN B, CONSIDERESE
EL MAS DESFAVORABLE:

W = PESO DE LA ESTRUCTURA ARRIBA DEL NIVEL A PARTIR
DEL CUAL SUS DESPLAZAMIENTOS, CON RESPECTO AL
NIVEL CIRCUNDANTE, COMIENZAN A SER SIGNIFICATI-
VOS.

M = EL EDIFICIO FUNCIONA COMO MURO DE CONTENCION.

2.4



Parte de los objetivos de la clasificación de la construcción es el de obtener el coeficiente sísmico con que se analizará la estructura. El valor del coeficiente sísmico para estructuras del grupo B se define para cada zona en el art. 206 R.C.D.F. y sus valores son:

Zona I	$C = 0.16$
Zona II	$C = 0.32$
Zona III	$C = 0.40$

Para estructuras del grupo A, el coeficiente sísmico se incrementa en 50%, por la patente necesidad de que éstas permanezcan no solo de pie, sino funcionando después de un evento sísmico de gran intensidad.

Existen básicamente dos métodos para obtener las fuerzas que obran sobre la estructura a partir del coeficiente sísmico: el análisis estático y el análisis dinámico.

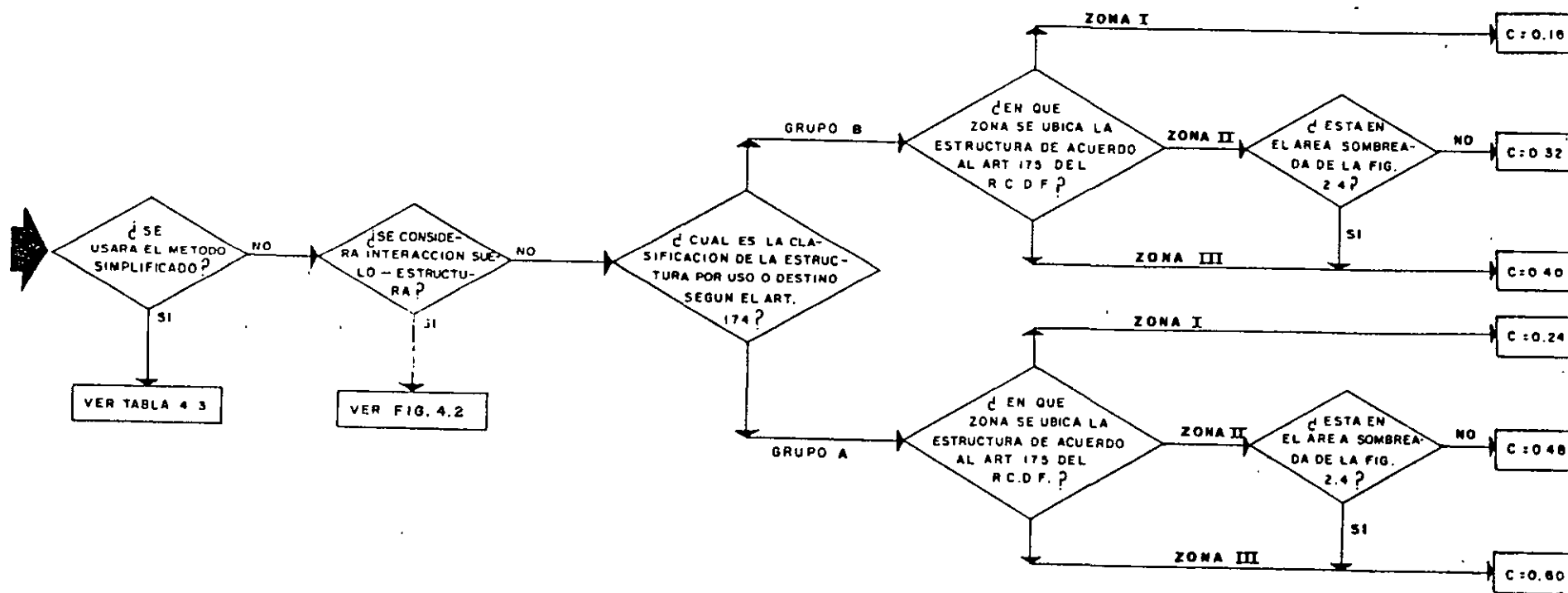
Los métodos usados para la obtención de fuerzas de diseño, permiten reducciones a las mismas que resultan al aplicar el coeficiente sísmico, considerando propiedades que se deri-

van de la zona en que se encuentra la estructura y de la estructura misma. El artículo 207 del R.C.D.F., y las secciones 4, 5 y 6 de N.T.C. para Diseño por Sismo indican los procedimientos y condiciones para la modificación de dichas fuerzas.

Una alternativa de análisis que ofrece el método estático es el empleo del análisis simplificado en el que los coeficientes sísmicos son diferentes de los coeficientes enunciados en el art. 206 del R.C.D.F. aunque sólo es aplicable a un número reducido de estructuras que cumplen con los requerimientos especificados en la sección 7 de las N.T.C. para Diseño por Sismo. Los tres métodos de análisis señalados serán comentados detalladamente en el capítulo 4 "Valuación de fuerzas sísmicas" de este Manual.

La figura 2.5 muestra el diagrama de flujo para la obtención del coeficiente sísmico de acuerdo a la clasificación de la estructura por uso y ubicación.

FIG. 2.3 del coeficiente sísmico



2.5 factor de comportamiento sísmico

5

2.5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO.

Las construcciones en general, además de estar clasificadas por su uso y por la zona en que se encuentran, pueden clasificarse de acuerdo a las propiedades internas de la estructura, esto es, a su capacidad para disipar la energía del sismo por un proceso de deformación. Esto dependerá del material con que se fabrique la estructura, de los criterios de estructuración con que se proyecte, y de los detalles de armado y conexiones que se dispongan.

El factor de comportamiento sísmico incluye la capacidad de los elementos estructurales a resistir cargas cíclicas durante la acción de un sismo; la ductilidad, la resistencia y la capacidad de deformación, sin incurrir en una falla frágil en los miembros de una estructura sometidos a movimientos sísmicos, representa un aspecto fundamental en el diseño.

La sección 5 de las N.T.C para - Diseño por Sismo proporciona los valores del factor de comportamiento a que se refiere el art. 207 del R.C.D.F.

El factor Q de comportamiento sísmico varía entre 1 y 4 de acuerdo a requisitos de estructuración y resistencia. La elección del factor Q deberá hacerse en función de las condiciones de la estructura al proyectarse y deberá verificarse, al término del diseño, que efectivamente se cumple con los requisitos que marca el factor Q seleccionado. También deberá verificarse que todas las consideraciones que se hicieron en el diseño se cumplan, esto es, si en la etapa de cálculo se consideró que los muros no contribuyen a la resistencia, en los planos deberá indicarse, en forma explícita la manera en que estos muros se deben ligar a la estructura para que no contribuyan ni a la rigidez ni a la resistencia; por otro lado, si en el cálculo se consideró que los muros tienen contribución en el comportamiento de la estructura, se estipulará en los planos estructurales la forma como se ligan estos muros, de manera que garanticen el comportamiento previsto en el cálculo. Deberá revisarse que la estructura resista los efectos causados por interacción con los muros.

Los requisitos que deben cumplir las estructuras aumentan conforme aumenta el valor

de Q, lo cual trata de reflejar la eficiencia con que se disipa la energía del sismo en función de la capacidad de la estructura al deformarse para distribuir los esfuerzos entre los elementos que la componen en forma uniforme, tratando de eliminar las concentraciones de esfuerzos provocados por diferencias en rigideces. El material con que se fabrica la estructura, así como el sistema estructural, son de vital importancia ya que en los sistemas estructurales rígidos - como en los que hay muros de mampostería con poca capacidad de deformación, se emplearán fuerzas sísmicas de diseño poco reducidas, - mientras que en los marcos dúctiles, con alta capacidad de deformación, podrán emplearse fuerzas sísmicas más reducidas por efecto de su ductilidad. Al mejorar las características de la estructura, se permite aumentar el valor de Q ya que se reduce la probabilidad de que un defecto o debilidad de un elemento aislado produzca la falla total o parcial de la estructura.

En la elección del factor Q, el estructurista deberá verificar que se cumplan

5.3 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO

2. **PSA and PSA velocity** – PSA velocity (PSAV) is the rate of change in PSA over time. It is calculated by dividing the change in PSA by the time interval between two PSA tests. PSAV is a useful tool for monitoring prostate cancer progression and predicting the need for treatment.

La rigidez de los muros o contravientos usualmente baja hacia los niveles su periores más rápido que la de los marcos, -- por lo que llega a darse el caso de ya no te ner que sobrediseñar los marcos. Es importante tomar en cuenta que el porcentaje en que

2.5

terías correspondientes para marcos y muros dúctiles.

Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes.

III.2.- Cuando se satisfacen las condiciones 2.1. y 2.2. en cualquier entrepiso de las edificaciones las condiciones 2.3. especificadas para el caso II, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado, losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material, por combinación de estos y marcos, por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas de acero además satisfacen la condición que sobre el particular marca la norma técnica complementaria para estructuras de concreto.

III.3.- Cuando la resistencia lateral es suministrada por losas planas, con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, por muros de concreto, por muros o columnas de concreto reforzado que no cumplen en algún entrepiso la especificación para el caso II, y si en tales edificios se emplean mamposterías o piezas macizas combinadas por columnas, las columnas se traban de concreto reforzado de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias relativas a diafragmas contrachapados de madera. Las columnas de mampostería o muros formados por piezas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza también satisfacen la condición 2.3. Cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado reforzado con las excepciones que sobre el particular marca la norma técnica complementaria para estructuras de concreto.

se reparten los cortantes entre marcos y muros o elementos de contraventeo cambia de nivel a nivel, por lo tanto no se puede suponer que es una repartición uniforme.

1.2.- Cuando existan además muros de mampostería ligados a la estructura, se requiere que no signifiquen una parte importante de la capacidad resistente de la estructura con el fin de no convertirla en una estructura rígida poco deformable. Tomando en cuenta que los muros de mampostería son subsistemas estructurales muy rígidos pero poco resistentes, es de esperarse que durante una sollicitación sísmica se sobrepase la capacidad resistente de estos muros cuando aún no se desarrolla totalmente la capacidad resistente de los marcos, con o sin contravientos, o muros de concreto, por lo que los muros de mampostería serán los primeros en fallar con escasa disipación de la energía del sismo; por esta razón es necesario que el resto de la estructura pueda resistir cuando menos el 80% de las fuerzas sísmicas.

En los muros de mampostería de piezas huecas se acentúa la fragilidad del subsistema durante un evento sísmico, debido a que las paredes de los bloques presentan desprendimientos locales con el consiguiente deterioro del material. Por esta razón, es que no se permite considerar capacidad resistente al subsistema de muros de piezas huecas.

Los muros a que se hace mención en esta sección deberán ligarse a la estructura como se especifica en el art. 204 del R.C.D.F.

1.3.- Para que la estructura de sarrolle totalmente su ductilidad se requiere que la distribución de las fuerzas sea uniforme tanto entre los marcos como entre los niveles, por lo que se debe evitar cambios bruscos en las rigideces de entrepiso, con el fin de evitar las concentraciones de esfuerzos que obliguen a un entrepiso deteriorado a esforzarse a toda su capacidad mientras que otros entrepisos no; para verificar esta condición, se debe considerar la capacidad a cortante del entrepiso tomando en cuenta la contribución de todos los ele-

2.5

56

IV. Se usará $Q = 1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos II y III, o por marcos y armaduras de madera.

V. Se usará $Q = 1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre la satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.

En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

R.C.D.F.

ARTÍCULO 204. Tratamiento de muros divisorios de fachada o de cerramiento: se deberán observar las siguientes reglas:

1. Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales. Las varillas de alambre de los alambres de los muros sustituirán tomados en cuenta en el análisis sísmico, y se verificará su resistencia de acuerdo con las normas correspondientes.

Las varillas de alambre se introducirán en los marcos de las columnas y se ligarán a los alambres de las columnas.

mentos en función de sus rigideces relativas y compararla con la fuerza actuante determinada mediante el método de valuación de fuerzas sísmicas, elegido para la estructura; la proporción entre ambas fuerzas se determina con la expresión:

$$\frac{C_{\text{resistente nivel } i}}{F_{\text{actuante nivel } i}} = \frac{C_{ri}}{F_{ai}}$$

C = Capacidad F = Fuerza de diseño

Procediendo así para cada entrepiso se puede obtener el promedio de todos los cocientes como

$$\sum_{i=1}^{i=N} \frac{1}{N} \frac{C_{ri}}{F_{ai}} \text{ donde } N \text{ es el número de niveles del edificio.}$$

finalmente para que el requisito 3 se cumpla, se debe satisfacer:

$$\left\{ \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{C_{ri}}{F_{ai}} \right\} \leq 0.35 \text{ PARA LOS NIVELES } j = 1 \dots N$$

Es importante notar que los 3 requisitos anteriores solo podrán verificarse con todo rigor al término de la fase de diseño cuando ya se han definido los armados y características de los materiales, sin embargo, la experiencia del estructuralista podrá lograr estimaciones preliminares que conduzcan al cumplimiento de estas condiciones sin necesidad de esperar al final para su verificación y en caso de no lograrlo comenzar de nuevo el proceso.

La determinación de la resistencia es un problema bastante complejo en algunos casos, pues hay que considerar varios posibles mecanismos de falla. Aquí deberán usarse los valores reales de armado, ya ajustados a varillas y no los valores teóricos.

2.5

tan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y en su caso, las torsiones que en ellas induzcan los muros. Se verificará asimismo que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones, y

II.— Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Preferentemente estos muros serán de materiales muy flexibles o débiles.

1.4 y 5.- Para asegurar el comportamiento dúctil de las estructuras se deberá cumplir con los requisitos inherentes a las características internas de los elementos que forman la estructura, así por ejemplo, en elementos de concreto reforzado se deberá buscar la fluencia del acero de refuerzo antes que la falla frágil del concreto tanto en los miembros como en los nudos y conexiones; del mismo modo, si la estructura es de acero, deberá diseñarse garantizando el comportamiento dúctil, evitando la aparición de inestabilidades locales o generales por esbeltez de las piezas o conexiones. En ambos casos, las características de los miembros que forman los marcos están normados en las NTC-CONCRETO y en las NTC-METALICAS, en donde se presentan los requisitos que deben satisfacerse para marcos dúctiles.

II.- Para adoptar el valor de $Q=3$ se requiere que los marcos cumplan los requisitos de marcos dúctiles señalados en los párrafos 1.4 y 1.5 de la sección 5 de N.T.C. de Sismo.

Para este valor se admiten cambios menos uniformes en las rigideces de pisos consecutivos ya que no es requisito satisfacer el punto 1.3; así mismo se permite una mayor abundancia de elementos rígidos como son muros de concreto o mampostería y/o contravientos.

Se debe satisfacer el punto 5.1.2 de las NTC - SISMO con las mismas consideraciones expresadas en la sección 2.5.1.2. de este Manual.

En este valor de Q se incorporan las losas planas que cumplen los requisitos de las NTC - CONCRETO, ya que se debe asegurar el comportamiento dúctil de este sistema. Estas estructuras tienen reducida rigidez lateral lo cual conduce a elevadas deformaciones. El sistema depende en gran medida del comportamiento de la conexión losa-columna, donde se concentra la transmisión de esfuerzos; reconociendo el problema anterior y ante la evidencia experimental del comportamiento del sistema en sismos anteriores, las N.T.C. estipulan requisitos más exigentes para valuar la ri

2.5

3

gidez lateral y para el detalle de armados en las conexiones.

III y IV.- En estos apartados aparecen las estructuras que no cumplen con características de ductilidad, es decir, aquellas que presentarán fallas o de terioro a bajos niveles de deformación.

Los párrafos III y IV detallan claramente las características de las estructuras para asignarles un valor $Q=2$ ó $Q=1.5$

Estas estructuras se diseñan para fuerzas sísmicas menos reducidas debido a que son estructuras rígidas con poca capacidad de disipación de energía y presentan daños con pequeñas deformaciones, por lo que se necesita que el sistema resista las fuerzas que induce el sismo, sin atenuarlas por ductilidad.

V.- Los materiales de construcción tradicionales como son el concreto, el acero y la madera han sido ensayados y probados en abundantes investigaciones por lo que sus propiedades son suficientemente conocidas como para diseñar estructuras con alto grado de seguridad por ello se les -

puede asignar alguno de los valores Q anteriores.

Actualmente, aparecen nuevos materiales comerciales que se utilizan con bastante frecuencia en edificaciones.

En los casos en que se hagan pruebas a estos materiales que conduzcan de manera objetiva a la obtención del valor Q a satisfacción del Departamento, será válido el empleo de dicho valor en el análisis sísmico. En los casos en que los estudios no existan o no sean satisfactorios, sería impropio asignar un valor Q por simple apreciación subjetiva, por lo que se permitirá el empleo de materiales nuevos de manera que resistan la totalidad de las acciones, es decir, $Q=1$.

Cuando en una construcción existan en diferentes niveles diferentes sistemas estructurales, deberá diseñarse con el valor de Q más bajo que se derive de los distintos sistemas, siendo esto aplicable en cada dirección de análisis, pudiendo adoptarse distintos valores para cada dirección.

Debe tenerse presente que las fuerzas de diseño podrán reducirse en función del valor de Q , sin embargo, las deformaciones obtenidas en el análisis deberán multiplicarse por Q para obtener así las deformaciones calculadas. Esto es especialmente necesario para revisar la separación a las colindancias, holguras necesarias entre estructura y elementos no estructurales, efectos de segundo orden y estados límite por rotura de vidrios y otros elementos no estructurales.

La fig. 2.6 muestra el diagrama de flujo para la obtención del factor de comportamiento sísmico.

2.6 presentación de ejemplos

2.6. PRESENTACION DE EJEMPLOS.

A continuación se presentan los ejemplos que ilustran la aplicación de las disposiciones del título sexto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, referente a la seguridad estructural y fundamentalmente el capítulo VI que hace referencia al Diseño por Sismo, y a las Normas Técnicas Complementarias correspondientes.

Cada uno de los ejemplos que se describen a continuación se desarrollarán a lo largo de este manual y se utilizará en cada capítulo aquel que ilustre de manera más clara el tema de que trata el capítulo.

EJEMPLO A.

Edificio de 5 niveles (fig. 2.7) que se utilizará como Hospital.

Su estructuración es a base de losa plana aligerada y columnas de concreto reforzado formando marcos en dos direcciones ortogonales, los muros de mampostería de tabique rojo recocido serán estructurales.

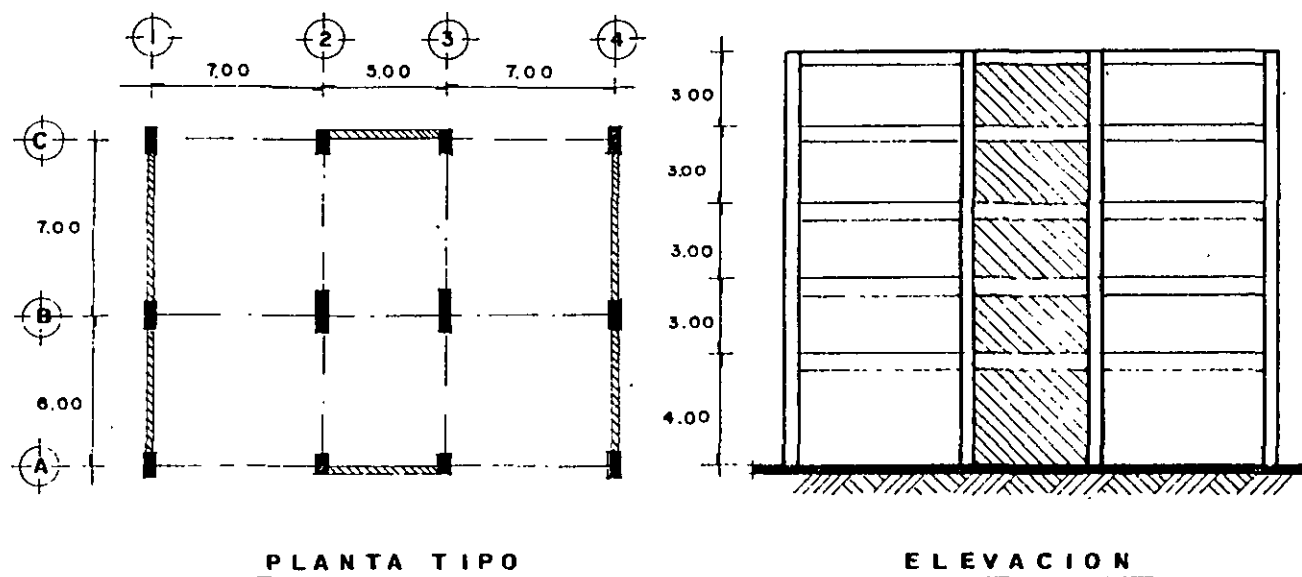
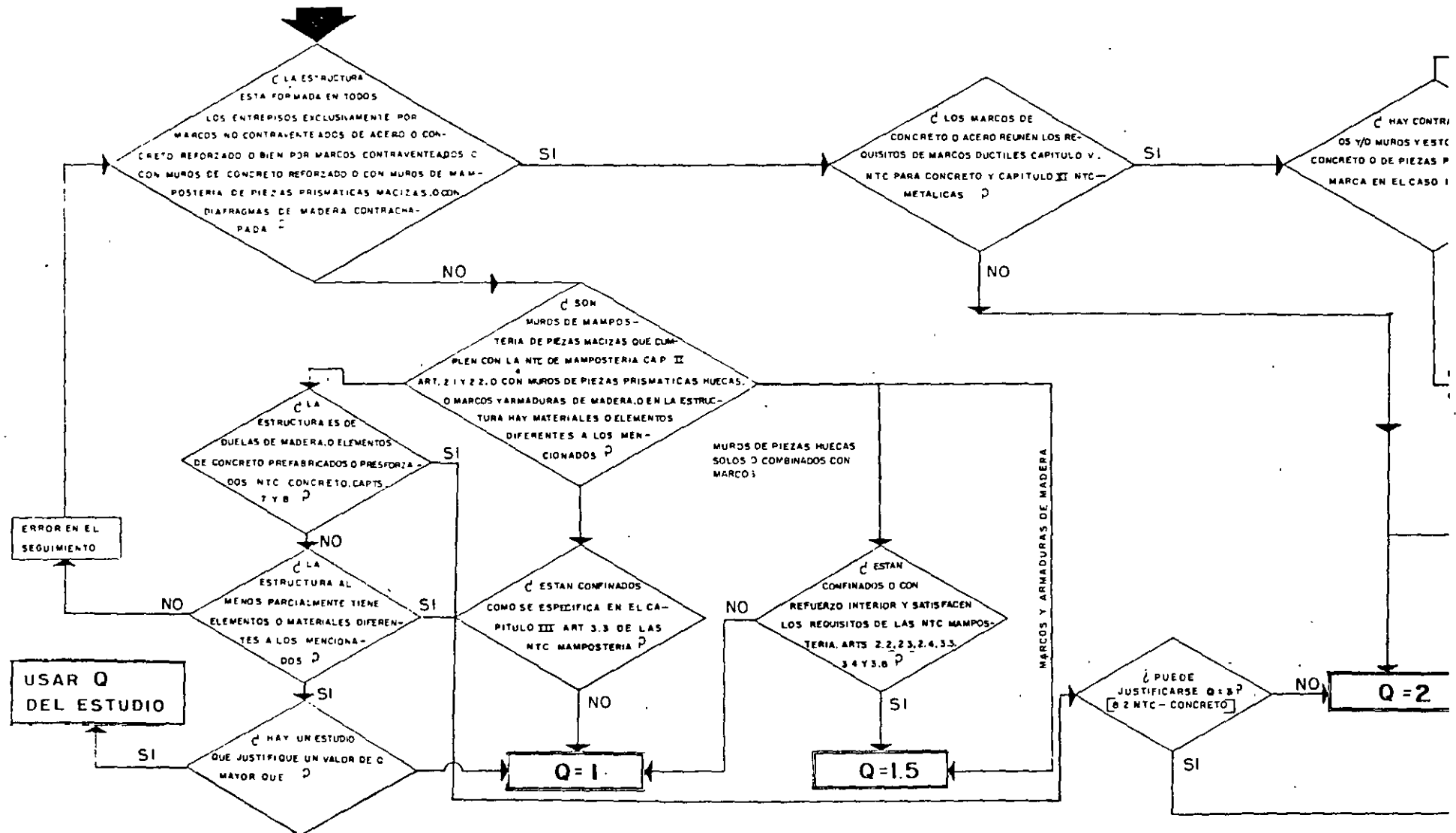


FIG. 2.7

FIG. 2.6

diagrama para la determinación del factor de comportamiento sísmico



2.6

a) CLASIFICACION POR UBICACION.

Se verifican los requisitos de la sección 2.2 de las N.T.C. de cimentaciones, con el objeto de definir si se trata de construcción ligera, mediana o pesada.

Características de la estructura:

1) Peso unitario medio de la estructura; 6 t/m² (obtenido de una estimación previa).

2) Perímetro: 64 m.

3) Se considera que la profundidad de desplante de la cimentación no será mayor de 2.5 m.

Con base en las características anteriores, esta estructura pertenece al grupo de estructuras pesadas, punto B del inciso 2.2 de las N.T.C. de Cimentaciones, ya que el peso unitario medio de la estructura es mayor a 5 t/m².

De acuerdo al art. 219 del R.C.D.F. para clasificar este tipo de estructuras es necesario efectuar estudios

de mecánica de suelos. Las investigaciones efectuadas, permiten ubicarlo en la Zona I.

b) CLASIFICACION POR USO.

De acuerdo a lo establecido en el art. 174 del R.C.D.F. y conforme al diagrama de flujo de la Fig. 2.1 la estructura se clasifica como Grupo A por corresponder a un centro hospitalario cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana.

c) COEFICIENTE SISMICO.

Para las construcciones clasificadas dentro del Grupo A y desplantadas en Zona I, el coeficiente sísmico, según el art. 206 del R.C.D.F. y de acuerdo con la Fig. 2.5 es:

$$c = 1.5 (0.16) = 0.24$$

d) FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO.

Se considera que la estructuración, los materiales y los detalles constructivos empleados, permiten asignar un factor de comportamiento sísmico Q igual a

2.0 tanto en la dirección X como en la dirección Y, ya que la estructuración en ambas direcciones es similar (Fig. 2.6).

EJEMPLO B.

Edificio de 5 niveles, ilustrado en la Fig. 2.8, destinado a utilizarse como oficinas.

Su estructuración es a base de marcos de columnas y trabes de concreto reforzado, en dos direcciones ortogonales y losa maciza; el cubo de elevadores se forma con muros de concreto reforzado.

El predio donde se construirá está ubicado en la Calle de Concepción en la Col. Verónica Anzures.

2.6

a) CLASIFICACION POR UBICACION.

Se revisa si la estructura es de tipo ligera, mediana o pesada según se establece en la sección 2.2 de las N.T.C. de cimentaciones.

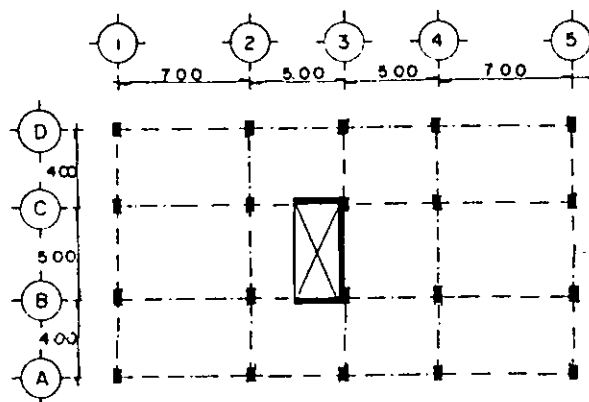
Características de la estructura.

1) Peso unitario medio de la estructura: 4.0 t/m² (obtenido de estimación previa de cargas).

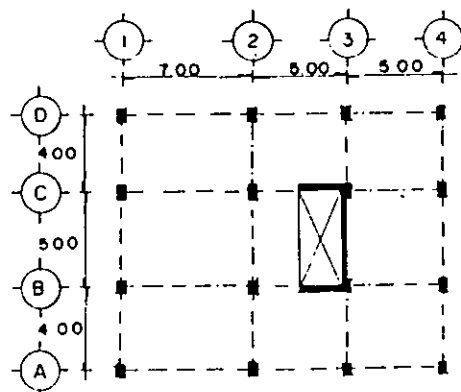
2) Perímetro: 74 m.

3) Se considera que la profundidad de desplante de la cimentación no excederá 2.5 m.

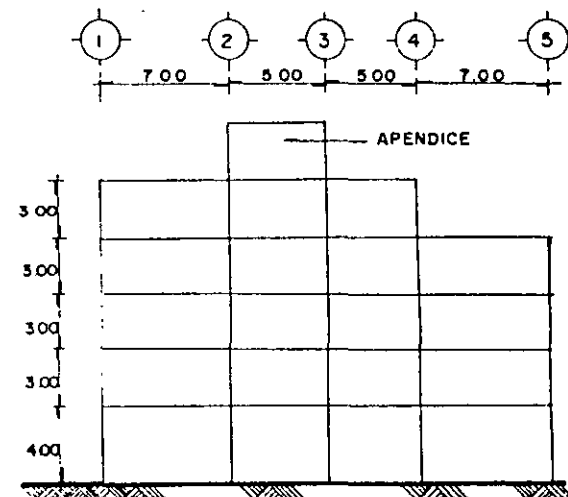
Las características anteriores cumplen con las limitaciones establecidas para construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras, por lo que se podrá determinar la zona por la ubicación geográfica del predio mediante el mapa de la fig. 2.3 que representa la zonificación geotécnica de la ciudad de México.



PLANTA TIPO NIVEL 1-4



PLANTA NIVEL 5



ELEVACION

FIG. 2.8

En el mapa de la Fig. 2.3 se observa que el predio se encuentra dentro de la Zona II pero, también, dentro de la franja de 200 m. de la frontera entre la Zona II y III por lo que se clasifica como Zona III por ser la más desfavorable, de acuerdo a lo establecido en el art. 219 del R.C.D.F.

b) CLASIFICACION POR USO.

La estructura se clasifica en el Grupo B1, de acuerdo a lo establecido en el art. 174 del R.C.D.F. y conforme al diagrama de la Fig. 2.1 por corresponder, primero, a una construcción común destinada a oficinas y, segundo, por ser una estructura de más de 15 m. de altura en Zona III.

c) COEFICIENTE SISMICO.

De acuerdo al art. 206 del R.C.D.F. el coeficiente sísmico que le corresponde es igual a 0.40, por ser una estructura clasificada en el Grupo B1 y ~~de~~ plantada en la Zona III (Fig. 2.5).

d) FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO.

Se supone un factor de comportamiento, Q , igual a 3.0 en ambas direcciones de análisis (Fig. 2.6). Al término del proyecto se deberá verificar si se cumplen todos los requisitos para esto; en caso negativo habría que usar un valor de 2 y rediseñar la estructura o bien modificarla para que satisfaga los requisitos de $Q=3$.

EJEMPLO C.

Construcción de 2 Niveles (fig. 2.9) para uso habitacional.

Su estructuración es a base de muros de mampostería de tabique rojo recocido y losas de entrepiso y azotea de concreto reforzado coladas en sitio.

El predio donde se construirá se encuentra ubicado en la Col. Barrio Loreto del D.F.

a) CLASIFICACION POR UBICACION.

Se revisa si la construcción es ligera o mediana de poca extensión y con excavación somera, o es construcción pesada, extensa o con excavación profunda, Secc. - 2.2 NTC-Cimentaciones.

Características de la estructura:

1) El peso unitario medio de la estructura es aproximadamente 1.5 t/m² (obtenido de estimación previa de cargas).

2) Perímetro: 42 m.

3) La profundidad de desplante de las cimentaciones no excederá de 2.5 m.

Las características anteriores permiten definir al edificio dentro de las construcciones ligeras, de poca extensión y con excavaciones someras por lo que podrá determinarse la zona por la ubicación geográfica del predio mediante el mapa de la Fig. 2.3 que representa la zonificación geotécnica de la ciudad de México. De acuerdo

2.6

do a lo anterior el predio se encuentra ubicado en la Zona I.

b) CLASIFICACION POR USO.

La estructura se clasifica en el Grupo B2, de acuerdo a lo establecido en el art. 174 del R.C.D.F. y conforme al diagrama de la Fig. 2.1 por corresponder a una estructura común de uso habitacional.

EJEMPLO D.

Edificio de 5 niveles (Fig. 2.10) que se utilizará como Escuela.

Su estructuración es a base de losa plana aligerada y columnas de concreto reforzado formando marcos en dos direcciones ortogonales.

a) CLASIFICACION POR UBICACION.

Se verifican los requisitos de la

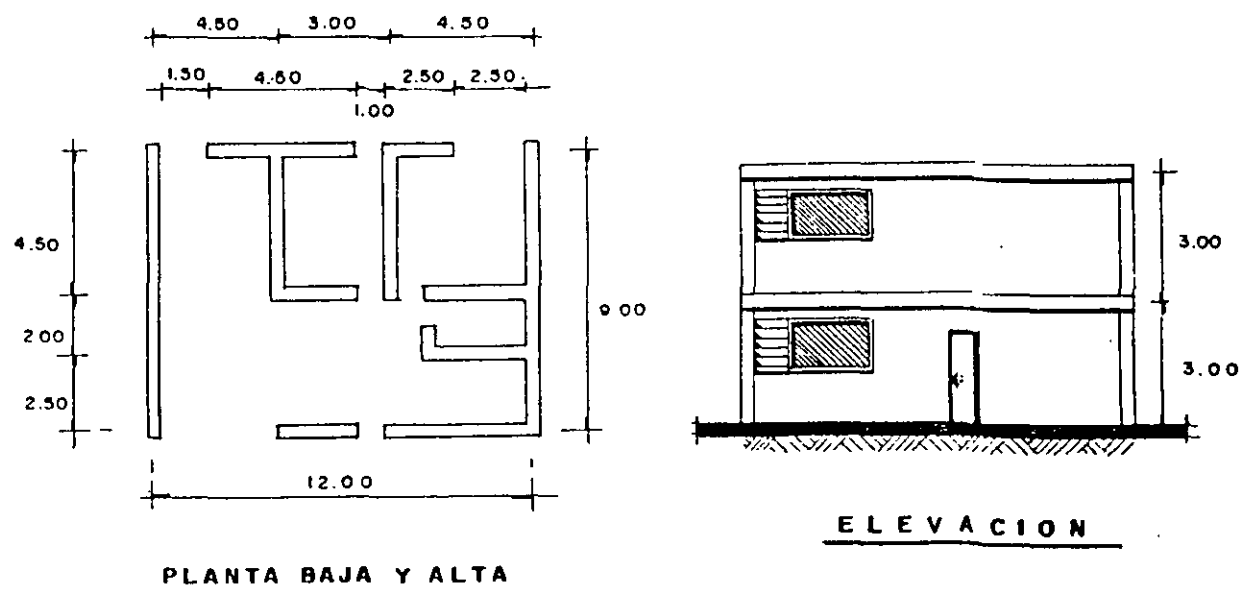


FIG. 2.9

2.6

66

sección 2.2 de las N.T.C. de Cimentaciones.

Características de la estructura:

1) Peso unitario medio de la estructura, 6 Ton/m² (obtenido de una estimación previa).

2) Perímetro: 64 m.

3) Se considera que la profundidad de desplante de la cimentación no será mayor de 2.0 m.

Con base a las características anteriores, esta estructura pertenece al grupo de estructuras pesadas, punto B del inciso 2.2 de las N.T.C. de Cimentaciones, ya que el peso unitario medio de la estructura es mayor a 5 Ton/m².

De acuerdo al art. 219 del R.C.D.F. para clasificar este tipo de estructuras es necesario efectuar estudios de mecánica de suelos. Las investigaciones efectuadas permiten ubicarlo en la zona III.

b) De acuerdo a lo establecido en el art. 174 del R.C.D.F. y conforme al diagrama de flujo de la fig. 2.1 la estructura se clasifica dentro del Grupo A por correspon-

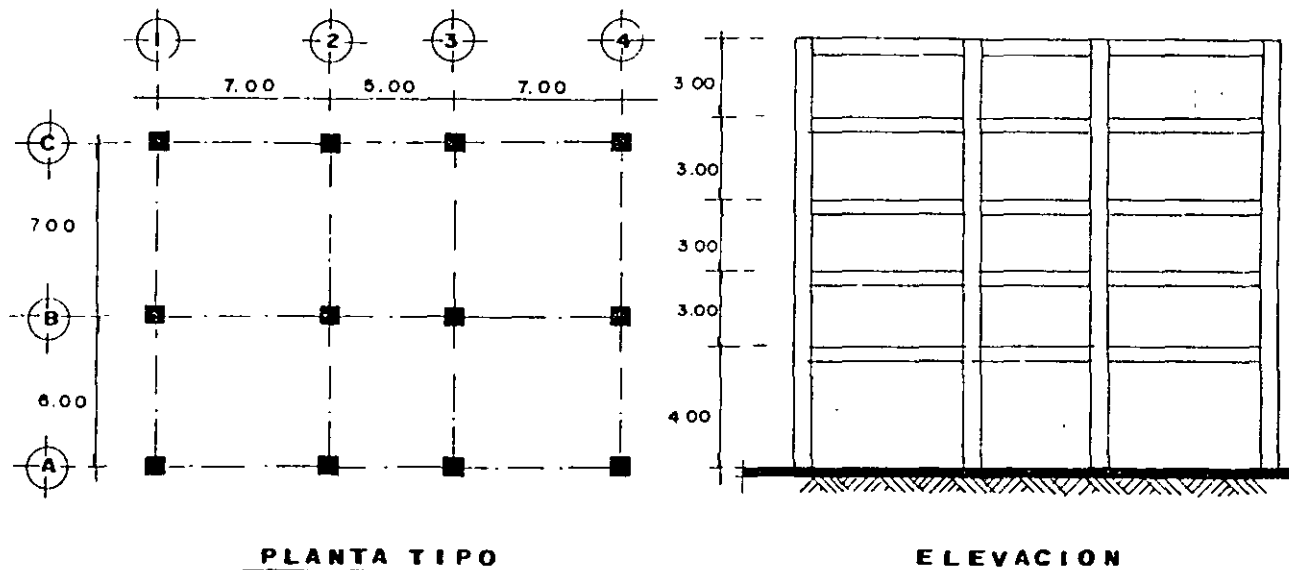


FIG. 2.10

der a una escuela.

c) COEFICIENTE SISMICO.

Para las construcciones clasificadas dentro del Grupo A y desplantadas en Zona III, el coeficiente sísmico, según el art. 206 del R.C.D.F. y de acuerdo con el diagrama de la Fig. 2.5 es:

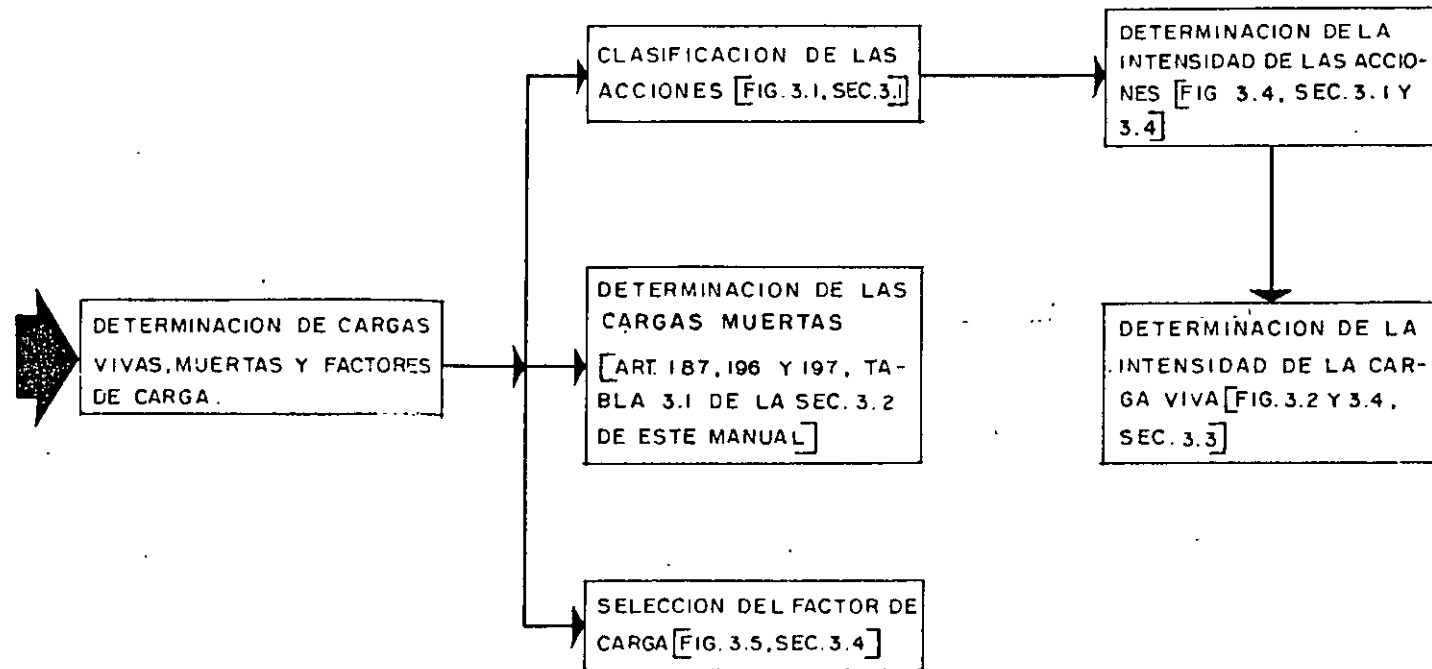
$$c = 1.5 (0.4) = 0.6$$

d) FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO.

Se considera que la estructuración, los materiales y los detalles constructivos empleados permiten asignar un factor de comportamiento sísmico Q igual a 2.0, tanto en la dirección X como en la dirección Y, ya que la estructuración en ambas direcciones es similar.

3. ANALISIS DE CARGAS

3. ANALISIS DE CARGAS



3.1 generalidades

70



3.1. GENERALIDADES

Una actividad que resulta importante en el proceso de cualquier proyecto estructural es la determinación de las acciones que debe soportar la estructura durante su vida útil, lo cual se establece en el Art. 185 del R.C.D.F.

Determinar las acciones que inciden en la estructura es uno de los primeros pasos del análisis estructural.

Debe entenderse por acción, todo agente externo o inherente a la estructura y a su funcionamiento que provoca un esfuerzo o trabajo en los elementos estructurales; para fines de análisis estructural las acciones se idealizan como sistemas de carga, que, aplicados a las estructuras determinan el comportamiento de éstas. La finalidad del análisis estructural es encontrar la magnitud de los esfuerzos que las acciones inducen en la estructura y diseñar ésta para resistir estos esfuerzos en condiciones óptimas de servicio y seguridad.

El carácter aleatorio de las cargas y la dificultad de asignarles valores determinantes, acentúan la importancia de valuar las cargas lo mas cercano a lo real, pues de nada sirven análisis o diseños sofisticados si se parte de cargas mal estimadas. El análisis de cargas incide en la determinación de la forma y dimensiones de los diferentes elementos estructurales, lo que hace a las construcciones económicas o no, dentro de un rango de seguridad aceptable.

La estimación y clasificación de las cargas actuantes en una estructura depende del efecto y duración de cada una de las acciones; ésto implica un conocimiento de las causas y origen de las acciones sobre las estructuras; el art. 186 del R.C.D.F. hace la distinción de éstas, clasificándolas en acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales.

3.1

R.C.D.F.

ARTICULO 186. Se considerarán tres categorías de acciones de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima.

I. Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta, el empuje, estallido de tierras y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

II. Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenajes.

III. Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas, los efectos de viento, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en la estructuración y en los detalles constructivos para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso que ocurran estas acciones.

Las categorías a que se refiere el art. 186 dependen de la duración de las acciones actuando con su intensidad máxima; así, las acciones permanentes son originadas fundamentalmente por la acción de la gravedad, además de deformaciones permanentes de la estructura y esfuerzos inducidos por cargas de presfuerzo. En esta categoría destaca la carga muerta en la mayoría de las construcciones como la principal causa que induce esfuerzos.

Las acciones variables tienen como característica el cambio de intensidad con el tiempo; así, la gravedad produce cargas vivas que adoptan valores mínimos cuando los locales están vacíos, o valores máximos cuando hay aglomeraciones de personas o concentraciones de mobiliario y equipo; otras acciones dentro de esta categoría se deben a cambios de temperatura que afectan principalmente a estructuras de acero expuestas a la intemperie, a la operación de maquinaria que produzca esfuerzos variables sobre la estructura y a todos aquellos efectos que puedan cambiar de valor en espacios de

tiempo relativamente cortos.

Las acciones accidentales tienen efectos en lapsos cortos, actuando con su intensidad máxima; la acción del sismo y -- del viento son las acciones principales dentro de esta categoría; estas acciones no dependen del funcionamiento de la estructura, sino que provienen de agentes externos para los que deberán estimarse sus máximas intensidades en un período de recurrencia de 50 años, tal como se especifica en el párrafo III del Art. 187 del R.C.D.F.

En el caso del sismo y del viento, las intensidades y la forma de tomarlas en cuenta están normadas en los capítulos VI y VII del R.C.D.F. respectivamente, así como en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes.

Las explosiones y los incendios son acciones accidentales de mayor dificultad de medición ya que son eventos totalmente extraordinarios; sin embargo, cuando por el material alojado o por el funcionamiento nor

3.1

72

R.C.D.F.

ARTICULO 187. Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas Técnicas Complementarias, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por el Departamento y con base en los criterios generales siguientes:

I. Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los miembros, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de intensidad.

II. Para acciones variables se determinarán las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:

a) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la construcción. Se empleará para combinaciones con los efectos de acciones permanentes.

b) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y se empleará para combinaciones que incluyan tanto acciones accidentales como de una acción variable.

c) La intensidad media se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo y de fatiga.

d) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará en general igual a cero.

3. III. Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de recurrencia de 50 años.

Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y consignarse en los planos estructurales.

mal de la estructura, la probabilidad de ocurrencia sea no despreciable, deberán diseñarse las estructuras para resistir tales efectos.

En las acciones descritas anteriormente se presentan distintos valores o intensidades; cuando se deban tomar acciones cuyos valores no se especifican en el reglamento, se deberán considerar los diferentes valores de intensidades probables de acuerdo con el Art. 187 del R.C.D.F.; de esta forma, las acciones permanentes de bidas a la gravedad presentan un valor máximo y uno mínimo, debido a la variación de los pesos volumétricos de los materiales y las variaciones en las medidas nominales de los elementos que conforman las estructuras. En el análisis deberá asumirse el valor que produzca el efecto más desfavorable para la estructura. En las acciones variables se determinan las intensidades siguientes, que se aplican de acuerdo a la combinación de acciones considerada en la revisión:

R.C.D.F.

ARTICULO 188.- La seguridad de una estructura de obra, verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones.

I.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomara con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta mas carga viva, se empleara la intensidad máxima de la carga viva del artículo 199 de este Reglamento, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva mas desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el mencionado artículo, y

II.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes y las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con el artículo 194 de este Capítulo.

-Intensidad máxima.- Máximo valor probable durante la vida útil de la estructura.

-Intensidad instantánea.- Es el valor más probable que se puede presentar en el lapso en que puede ocurrir una acción accidental.

-Intensidad media.- Es el valor promedio que obra sobre la estructura en periodos muy largos de tiempo.

-Intensidad mínima.- Es el valor mínimo que puede tomar la acción en un momento determinado y se deberá tomar en cuenta cuando éste efecto sea -- desfavorable a la estructura.

Debe considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente y se diseñarán las estructuras para la envolvente de esfuerzos máximos que produzcan las diferentes combinaciones. El art. 188 establece esta disposición y se detalla

en la sección 3.4 de este capítulo.

En las secciones 3.2. y 3.3 de este capítulo se especifican las intensidades y la forma en que deben considerarse los sistemas de cargas que idealizan las acciones descritas. En la sección 3.4 se establecen las diferentes formas en que deben combinar se todas las acciones que obran sobre la estructura.

En la práctica se ha observado con frecuencia que los propietarios de las estructuras por necesidad o por ignorancia de las especificaciones cambian el uso de la construcción con el peligro de aumentar las cargas, con el consiguiente riesgo para las estructuras.

El propietario o poseedor del inmueble debe tomar conciencia de la importancia que representa el cambio de uso para la cual fue proyectada la estructura, por lo que el art. 201 del R.C.D.F. responsabiliza al propietario de los daños que pudieran derivarse del mal uso de la estructura.

3.1

74

R.C.D.E. 201
ARTICULO 201 - El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una construcción, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución mas desfavorable que las del diseño aprobado.

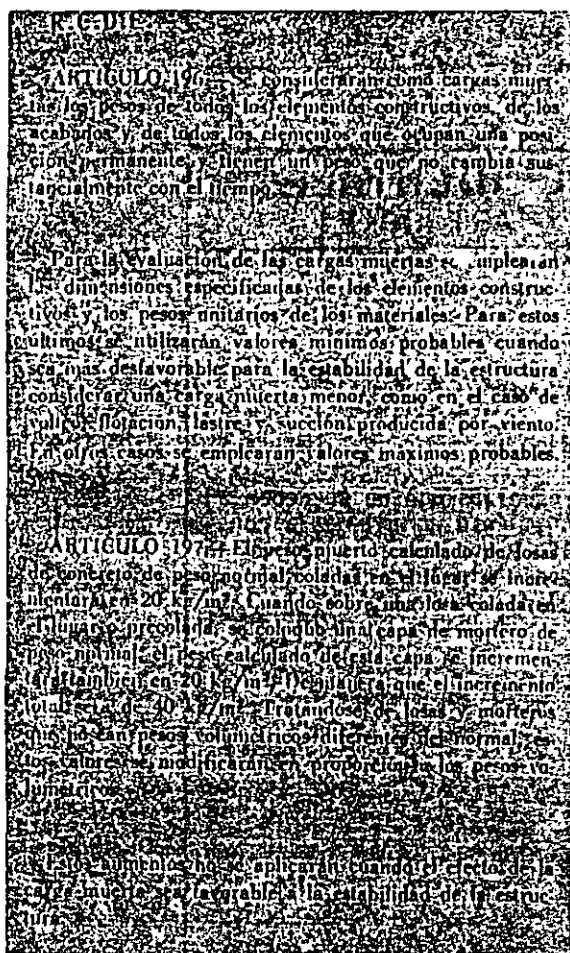
Como práctica común se recomienda el dejar en lugares visibles de la estructura placas permanentes que indiquen el uso para la que fue proyectada, con los niveles de carga de diseño, y especificando que es responsabilidad del propietario y de los usuarios la observancia de estas especificaciones.

FIG. 3.1 clasificación de las acciones

A C C I O N E S		
PERMANENTES (ART. 186-I)	VARIABLES (ART. 186-II)	ACCIDENTALES (ART. 186-III)
-Carga muerta (art. 196) -Empuje estático de tierras. -Empuje estático de líquidos. -Empuje estático de material granular en depósitos. -Deformaciones permanentes, o que varían muy poco con el tiempo, debidas a movimientos diferenciales. -Deformaciones permanentes debidas a presfuerzo. -Toda aquella acción que obre en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varíe muy poco con el tiempo.	-Carga viva (art. 198) -Efectos de Temperatura. -Deformaciones con intensidad variable con el tiempo, debidas a movimientos diferenciales. -Efectos debidos al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje. -Toda aquella acción que obra sobre la estructura con una intensidad que varíe significativamente con el tiempo.	-Sismo -Viento -Explosiones -Incendios -Todas aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves.

3.2 cargas muertas

76



3.2. CARGAS MUERTAS.

Las cargas muertas, como lo indica el artículo 196 del Reglamento, son todos los pesos de los elementos estructurales: trabes, columnas, losas, muros, dadas y castillos, además de los no estructurales: fachadas prefabricadas, acabados de pisos y muros, instalaciones permanentes, muros divisorios, etc.

Existe la creencia muy difundida de que las cargas muertas se calculan por lo general con un alto grado de precisión, lo que es erróneo; las razones más comunes para que se produzcan excesos en las cargas muertas reales con relación a sus valores calculados son: a) Las variaciones que se presentan comunmente en las dimensiones nominales de los elementos estructurales durante el proceso constructivo. b) Deformaciones o irregularidades en sistemas de piso que dan lugar a rellenos no considerados. c) Cambio de materiales para

acabados según el proyecto original. Es por esto, y basado en estudios probabilísticos para su cálculo, que las cargas muertas de las losas se deben incrementar tal como lo establece el art. 197 del R.C.D.F., excepto cuando la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

En la tabla 3.1 se recomiendan los pesos volumétricos de los materiales más usuales en la construcción (REF. 3.1), de los valores recomendados deberá tomarse el que produce el efecto más desfavorable en el diseño; esto no implica que deba utilizarse el mayor valor. En el análisis por volteo de una estructura, sometida a la acción del viento, la condición desfavorable se obtiene con los valores mínimos de los pesos volumétricos, lo mismo sucede para un posible estado de flotación de la cimentación, no así para el caso del diseño por cargas gravitacionales de elementos estructurales, en donde se tomará el valor máximo recomendado.

TABLA 3.1 pesos volumetricos de materiales de construcción

Piedras naturales		PESO VOLUMETRICO, EN TON/M3		Recubrimientos	PESOS EN KG/M2, NO INCLUYE MATERIALES DE UNION	
		MAXIMO	MINIMO		MAXIMO	MINIMO
MATERIAL				MATERIAL		
Areniscas		2.5	1.8	Azulejo	15	10
Basaltos		2.6	2.4	Mosaico de pasta	35	25
Granito		2.6	2.4	Granito o terrazo 20 x 20	45	35
				30 x 30	55	45
				40 x 40	65	55
Mármol		2.8	2.5	Loseta asfáltica o vinílica	10	5
Pizarras		2.8	2.3	Lámina de asbesto (5 mm)	15	10
Tepetates	secos	1.6	0.75	Madera contrachapada (6 mm)	4	2.5
	saturados	1.9	1.30	Tablero de yeso (12 mm)	14	11
Tezontles	secos	1.2	0.7	Tablero de viruta cementada (38 mm)	40	30
	saturados	1.6	1.1	Cielo raso con malla y yeso (25 mm)	60	40
				Plafón acústico (25 mm)	7	4
				Aplanado de cemento (25 mm)	85	50
				Aplanado de yeso (25 mm)	50	30
				Enladrillado (20 mm)	40	30

TABLA 3.1 continuacion ...

Suelos		PESO VOLUMETRICO EN TON/M3		Piedras artificiales		PESO VOLUMETRICO, EN TON/M3	
		MAXIMO	MINIMO			MAXIMO	MINIMO
MATERIAL				MATERIAL			
Arena o grava	seca, suelta	1.7	1.4	CONCRETOS Y MORTEROS			
	seca, compacta	1.9	1.6	Concreto simple (agregados peso normal) Clase I			
	saturada	2.0	1.8	Clase II			
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural		1.4	1.2	Concreto reforzado (agregados peso normal) Clase I			
Arcilla seca		1.2	0.9	Clase II			
Limo suelto húmedo		1.3	1.0	Mortero de cal y arena			
Limo compacto húmedo		1.6	1.3	Mortero de cemento y arena			
Arcilla con grava compactada		1.7	1.4	Tabique de barro hecho a mano			
Relleno compacto	seco	2.2	1.6	Tabique prensado o extruido (volumen neto)			
	saturado	2.3	2.0	Bloque de concreto tipo pesado (volumen neto)			
Cascajo		1.6	1.2	Bloque de concreto tipo intermedio (volumen neto)			
				Bloque de concreto tipo ligero (volumen neto)			
				Mampostería de piedras naturales			

TABLA 3.1 continuación...

Maderas.				Muros			
PESO VOLUMETRICO, EN TON/M3				PESO SIN INCLUIR RECUBRI- MIENTOS (KG/M2)			
MAXIMO MINIMO				MAXIMO MINIMO			
MATERIAL				MATERIAL			
A Pesadas							
Tropicales (chicozapote,	seca	1.3	0.85	Tabique de barro hecho a mano	(14 cm)	240	190
Pucté, Ramón)	saturada	1.5	1.0	Bloque hueco de concreto tipo pesado	(15 cm)	210	190
Encino blanco	seco	1.1	0.65	Bloque hueco de concreto ligero	(15 cm)	150	130
	saturada	1.3	0.85	Tabique de concreto ligero macizo	(15 cm)	250	220
B Medianas							
Tropicales (Pelmax, Chacouanate	seca	0.95	0.70	Tabique de concreto pesado	(15 cm)	310	280
Aguacatillo, Tzalam)	saturada	1.1	0.80	Tablaroca (con hoja de 1.25 cm.			
Encino rojo	seco	1.0	0.75	de yeso en ambas caras)		50	40
	saturado	0.95	0.65				
C Livianas							
Tropicales (Maculis, Bari, Pas'a	seca	0.75	0.45	Materiales diversos	PESO VOLUMETRICO TIPICO		
Amapola, Primavera, Haya, Alie)	saturada	0.85	0.50		(TON/M3)		
Pino	seco	0.65	0.50	MATERIAL			
	saturado	0.90	0.60				
Oyamel, ciprés, sabino, enebro,	seca	0.65	0.40	Vidrio		2.6	
pinabete	saturada	0.75	0.50	Yeso		1.1	
				Asfalto		1.3	
				Acero		7.9	
				Aluminio		2.7	

3.3 cargas vivas

80

R.C.D.F.

ARTICULO 198.— Se consideraran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, las cargas se tomaran iguales a las especificadas en el artículo 199.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos. Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo o indicarse en los planos estructurales.

ARTICULO 199.— Para la aplicación de las cargas vivas se deberán tomar en consideración las siguientes disposiciones:

I.— La carga viva máxima w se deberá emplear para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el

diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;

II.— La carga instantánea w_i se deberá usar para el diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;

III.— La carga media w se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas;

IV.— Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volco y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición del artículo 187 de este Reglamento;

V.— Las cargas uniformes de la tabla siguiente se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

3.3. CARGAS VIVAS

Se llaman cargas vivas o de ocupación, de acuerdo con el art. 198 R.C.D.F., todas aquellas originadas directamente por personas, mobiliario u objetos móviles. Hasta ahora no se ha logrado obtener una valoración verdaderamente racional de las cargas vivas como tampoco de su distribución, y para simplificar el análisis de cargas, debido a la falta de una mayor información, éstas se consideran distribuidas sobre toda el área del piso como cargas uniformes, aunque las cargas reales pueden estar concentradas en una cierta área, lo cual se contempla en las observaciones a la tabla de cargas vivas donde se estipula que en algunos casos debe revisarse con cargas concentradas.

Los valores recomendados por el R.C.D.F. se encuentran en la tabla del artículo 199, en ella se distinguen tres valores que se deben usar de acuerdo a cada propósito que en él se especifica.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN kg/m^2

R.C.O.F.	Destino de piso o cubierta	w	w_a	w_m	Observaciones
a)	Habitación (casa habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170	(1)
b)	Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250	(2)
c)	Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350	(3) (4)
d)	Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	150	450	(5)
e)	Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	350	(5)
f)	Comercios, fábricas y bodegas	$0.8w$	$0.9w$	w	(6)
g)	Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100	(4) (7)
h)	Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%	5	20	40	(4) (7)
i)	Volados en vía pública (matreros, balcones y similares)	15	70	300	(8)
j)	Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	250	(9)

Cada valor de carga viva específico se refiere a las intensidades máxima, instantánea y media como hace mención el Art. 187 para cargas variables.

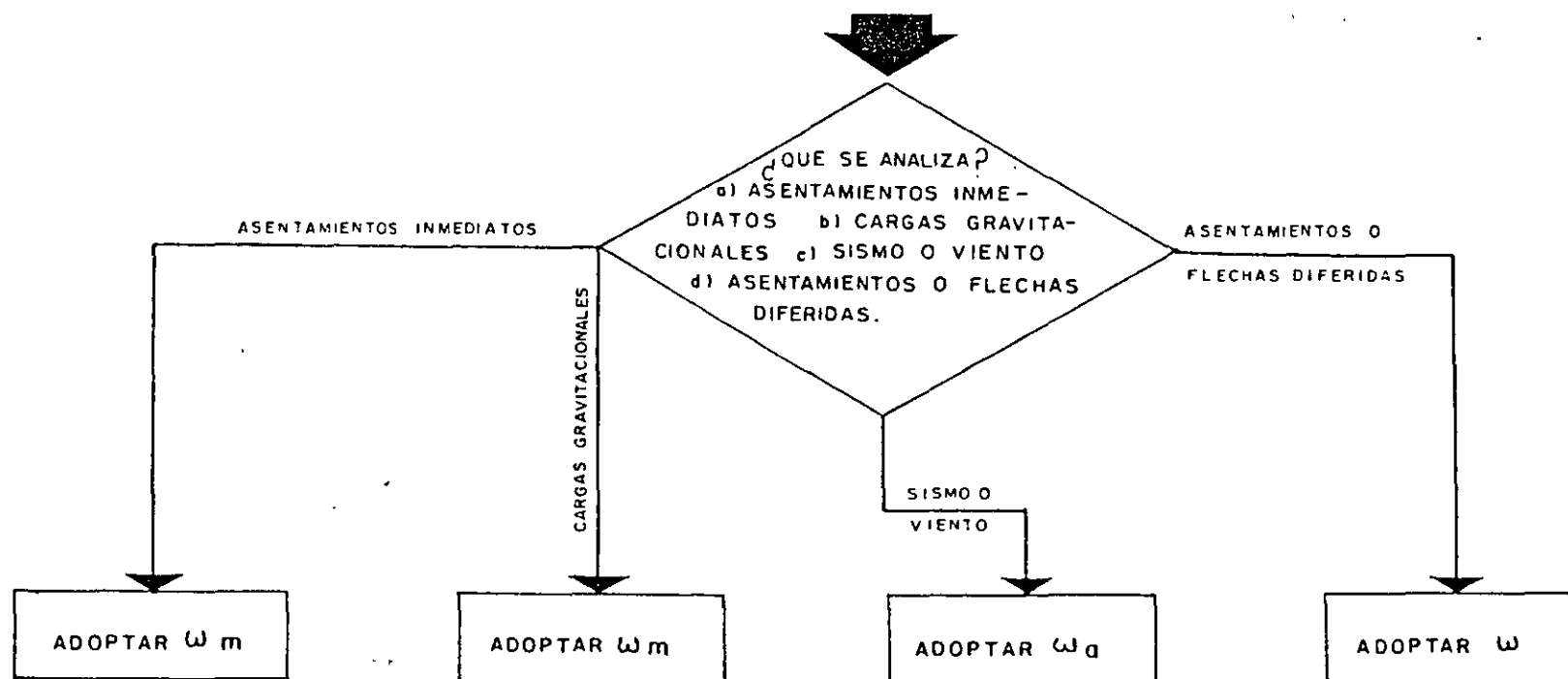
La carga máxima w_m es la máxima carga que deberá resistir la estructura durante su vida útil y deberá ser considerada en el análisis gravitacional así como en el análisis de asentamientos inmediatos.

La carga instantánea w_a es la carga que puede actuar en el momento que ocurre una excitación sísmica o un empuje de viento máximo; debe notarse que este valor es menor respecto a la carga máxima debido a que la probabilidad de ocurrencia de que se presenten al mismo tiempo y a su máxima intensidad una carga accidental y la carga viva es pequeña.

La carga media w es el promedio de carga que actúa en periodos muy largos de tiempo, básicamente se debe al mobiliario que pueden alojar las construcciones, ya que parte del tiempo estarán desocupados o inhabitados. Un ejemplo claro de este concepto -

FIG. 3.2 determinación de la intensidad de la carga viva

82



VER DIAGRAMA EN FIG. 3.3

ω : CARGA VIVA MEDIA
 ω_q : CARGA VIVA INSTANTANEA
 ω_m : CARGA VIVA MAXIMA

3.3

R.C.D.F.

OBSERVACIONES A LA TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS

1).—Para elementos con área tributaria mayor $\frac{1}{2}$ de 36 m^2 , w_m podrá reducirse, tomándola igual a $100 + 420A$. (A es el área tributaria en m^2). Cuando sea más desfavorable se considerará en el lugar de w_m , una carga de 500 kg, aplicada sobre un área de $50 \times 50 \text{ cm}$ en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de w_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 250 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 100 kg para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos, y separados entre sí no más de 80 cm y unidos con una cubierta de madera, contrachapada, de vigas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

Para elementos con área tributaria mayor de 36 m^2 , w_m podrá reducirse, tomándola igual a $100 + 420A$. (A es el área tributaria en m^2). Cuando sea más desfavorable se considerará en el lugar de w_m , una carga de 1000 kg, aplicada sobre un área de $50 \times 50 \text{ cm}$ en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, definidos como en la nota (1), se considerará en lugar de w_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 500 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 150 kg para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

3).—En áreas de habitación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que, en el caso a) de la tabla.

4).—En el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/m² actuando al nivel y en la dirección más desfavorable.

5).—En estos casos deberá presentarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.

6).—Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios del artículo 187, la carga unitaria w_m que no será inferior a 350 kg/m² y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción.

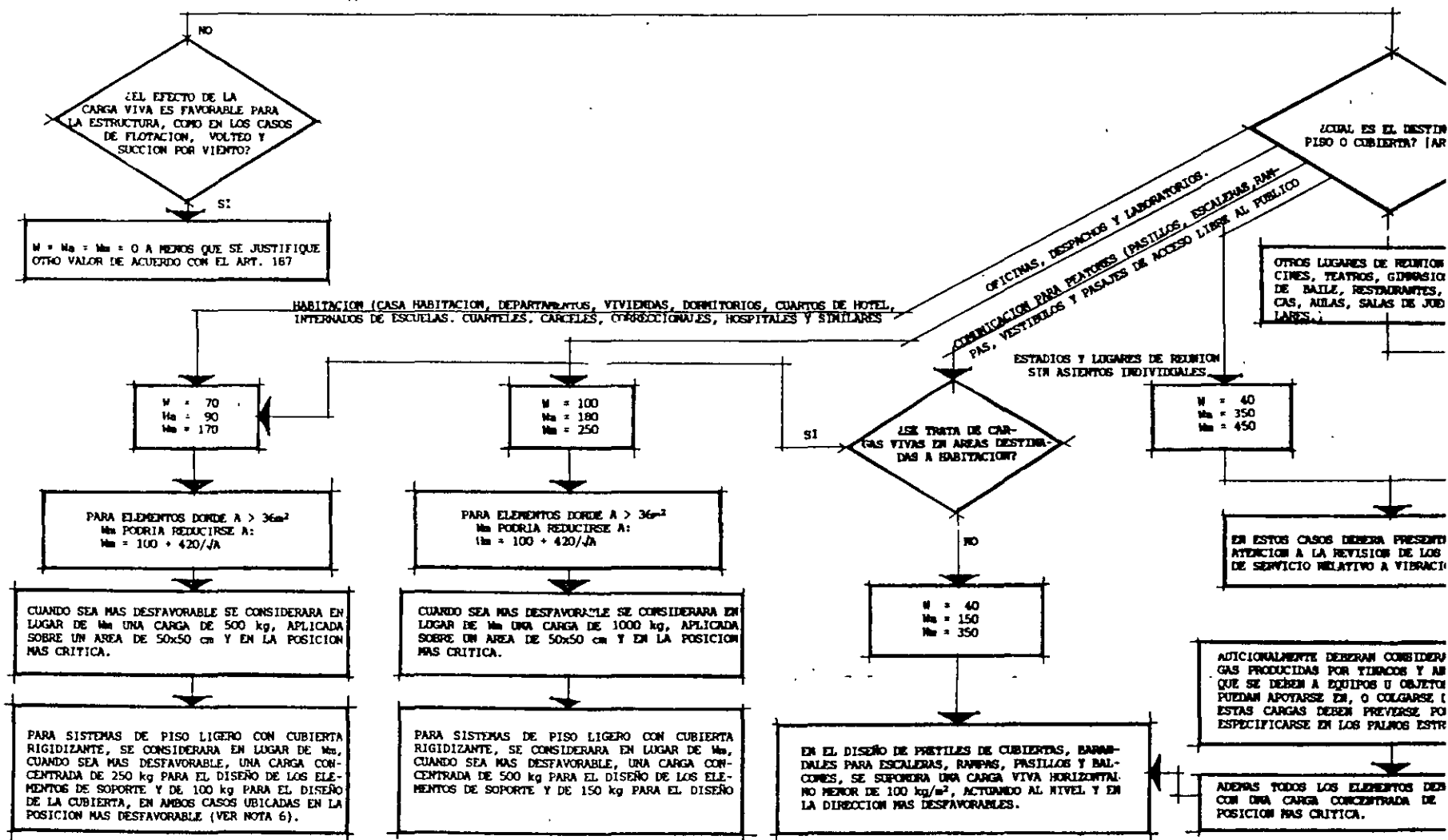
7).—Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y acumulos, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. En

lo constituyen los estadios que solo en intervalos breves de tiempo estarán ocupados con la intensidad máxima, mientras que la mayor parte del tiempo permanecen desocupados. La carga media se utilizará para el análisis de efectos a largo plazo como pueden ser los asentamientos y flechas diferidas.

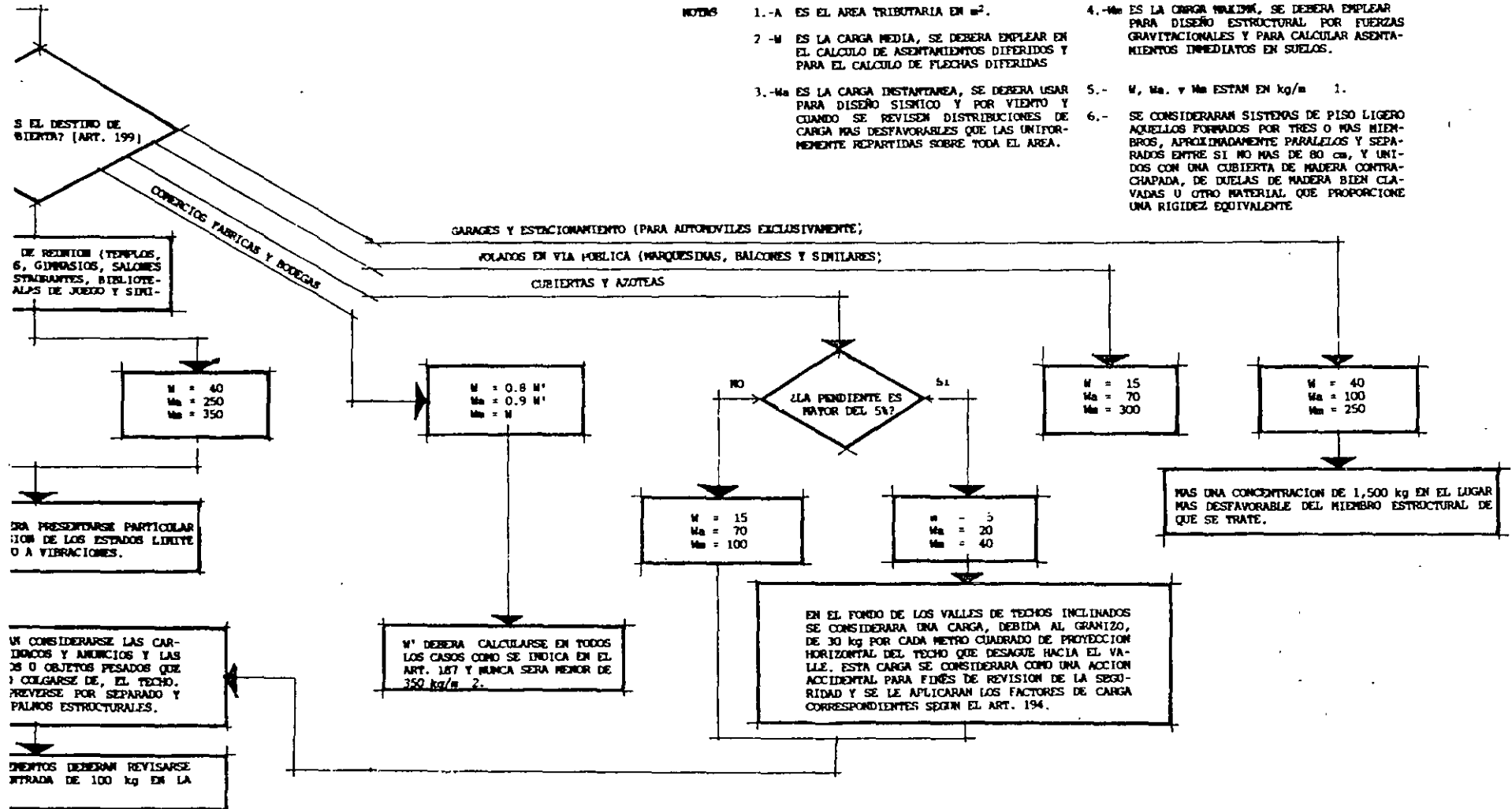
Las figuras 3.2. y 3.3 muestran el diagrama para la obtención de la carga viva de acuerdo al art. 199 del R.C.D.F.

FIG. 3.3 determinación de la carga viva

84



(Art. 199 RCDF)



3.3

86

Las cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente los elementos de las cubiertas y techos deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg en la posición más crítica.

8) — Además en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debida al granizo de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según el artículo 194.

9) — Mas una concentración de 1500 kg en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

3.4 combinaciones de acciones y factores de carga

R.C.D.F.

ARTICULO 188.- La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

I.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se consideraran todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura, y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomara con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleara la intensidad máxima de la carga viva del artículo 199 de este Reglamento, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el mencionado artículo.

II.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se consideraran todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con el artículo 194 de este Capítulo.

3.4. COMBINACIONES DE ACCIONES Y FACTORES DE CARGA.

Las distintas acciones no obran en forma aislada sobre la estructura, sino que pueden ocurrir conjuntamente. Este hecho hace necesario que en el diseño, además de identificar y evaluar las posibles acciones, se analice cuales de ellas pueden actuar en forma simultánea, para considerar sus efectos combinados.

Cada combinación de acciones constituye un caso para el cual la estructura debe ser analizada, y el dimensionamiento final de cada miembro de la estructura se hace con base en los efectos más desfavorables encontrados para el elemento. En el art. 188 del R.C.D.F. se hace la distinción entre combinaciones que incluyen acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales.

El diseño estructural debe considerar la envolvente de esfuerzos máximos al analizar las siguientes combinaciones de acciones de acuerdo al art. 188 del R.C.D.F.

I.- Acciones permanentes y acciones variables.- En esta categoría se analiza el efecto gravitacional de la estructura en que las cargas muertas y las cargas vivas se toman con su intensidad máxima. Cuando se analicen efectos a largo plazo, como asentamientos, la carga viva se tomará con su intensidad media.

II.- Acciones permanentes, variables y accidentales.- Para esta combinación se tomará la carga muerta con su intensidad máxima, la carga viva se tomará con su intensidad instantánea por ser la mas probable al ocurrir una acción accidental y en cada análisis se tomará una acción accidental, esto significa que los efectos del sismo y el viento, así como cualquier otra acción extraordinaria, deberán analizarse por separado puesto que es sumamente improbable la ocurrencia de estas dos acciones en forma simultánea. En la fig. 3.4 se muestran las combinaciones de acciones y las intensidades aplicables en cada caso.

FIG. 3.4 selección de las intensidades de las acciones

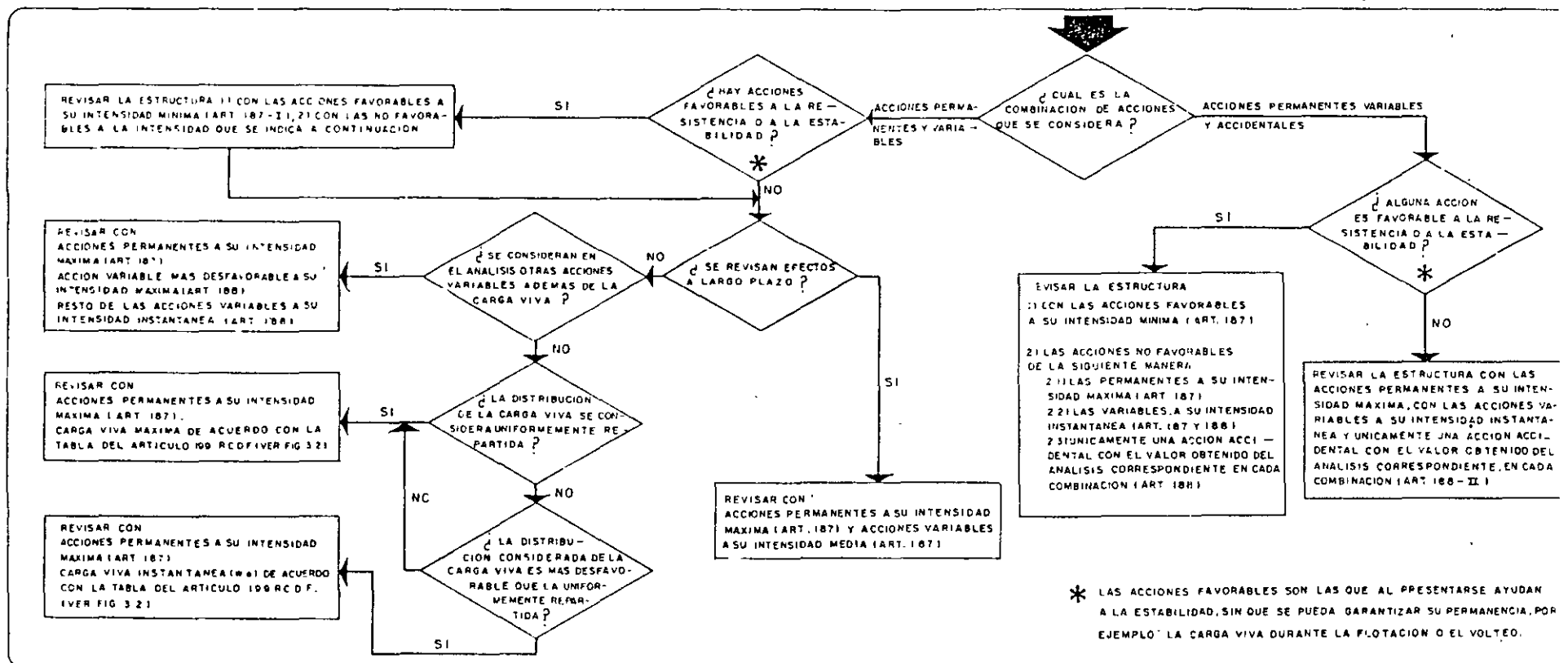
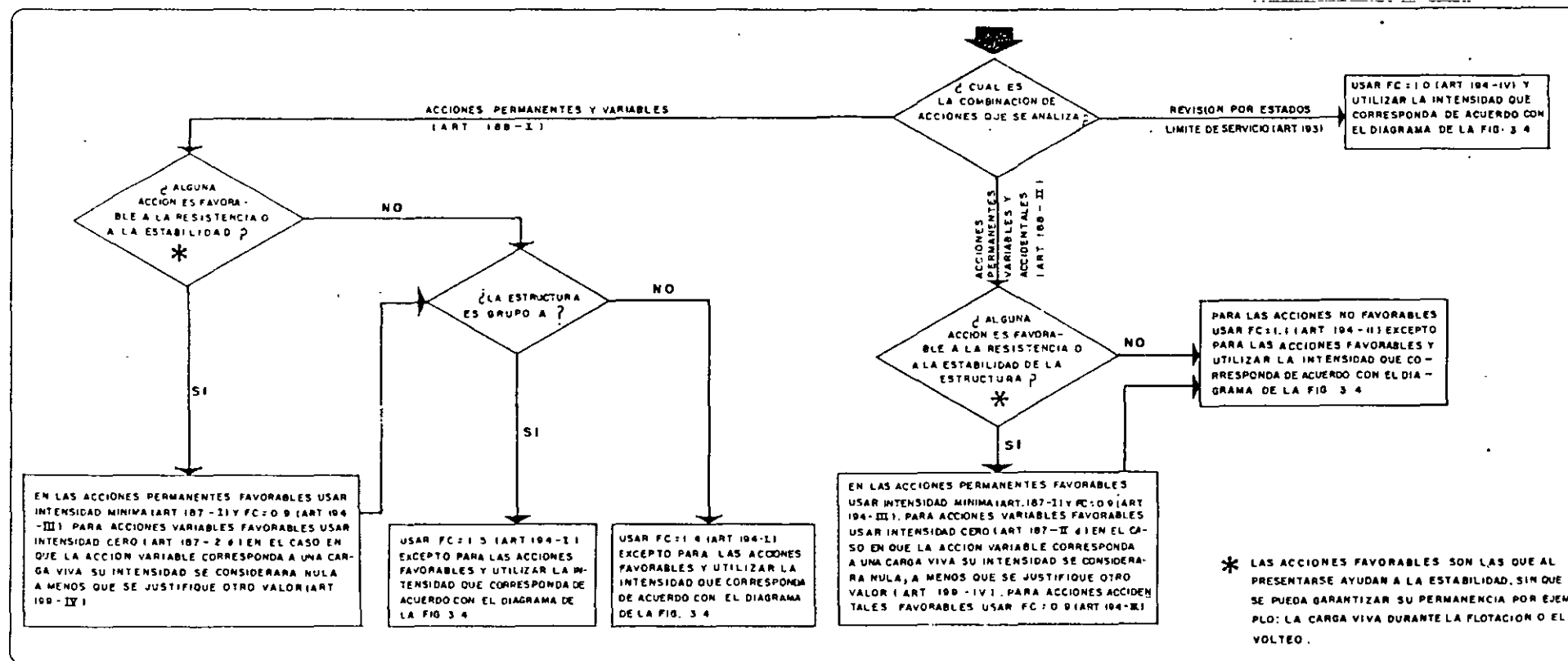


FIG. 3.5 selección del factor de carga.



3.4

R.C.D.F.

ARTICULO 194. El factor de carga se tomará igual a alguno de los valores siguientes:

I. Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción I del artículo 188 se aplicará un factor de carga de 0.9.

II. Cuando se trate de estructuras que soporten pisos en los que pueda haber normalmente aglomeraciones de personas tales como centros de reunión, escuelas, salas de espectáculos, locales para espectáculos deportivos y templos, o de construcciones que contengan material o equipo sumamente valioso, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.0.

III. Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción II del artículo 188 se considerará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.

IV. Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura el factor de carga se tomará igual a 0.9; además se tomará en cuenta la intensidad de la acción; el valor mínimo probable de la acción se tomará como 1.0.

V. Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea desfavorable a la resistencia o estabilidad de la estructura el factor de carga se tomará igual a 1.0.

Para cada combinación de acciones se debe diseñar la estructura con un cierto factor de carga, FC, que involucre las incertidumbres propias de la valoración de la acción. Para tal efecto, el art. 194 del R.C.D.F. obliga a la aplicación de un factor que incrementa el valor de los esfuerzos obtenidos al aplicar las cargas de diseño. Así, para la combinación de acciones permanentes y variables se debe prever la posibilidad de exceder el valor de la carga estimada, como puede ser la aglomeración eventual de personas o mobiliario en cualquier parte de la estructura, por tal motivo se debe utilizar un factor de carga $FC=1.4$.

En aquellas partes de la estructura que normalmente puedan tener concentraciones de personas, así como en las estructuras del grupo A, el factor de carga será $FC=1.5$.

Cuando el análisis se refiera a la combinación de acciones permanentes, variables y accidentales, la posibilidad de que se excedan las cargas disminuye, por lo que el factor de carga se tomará $FC=1.1$.

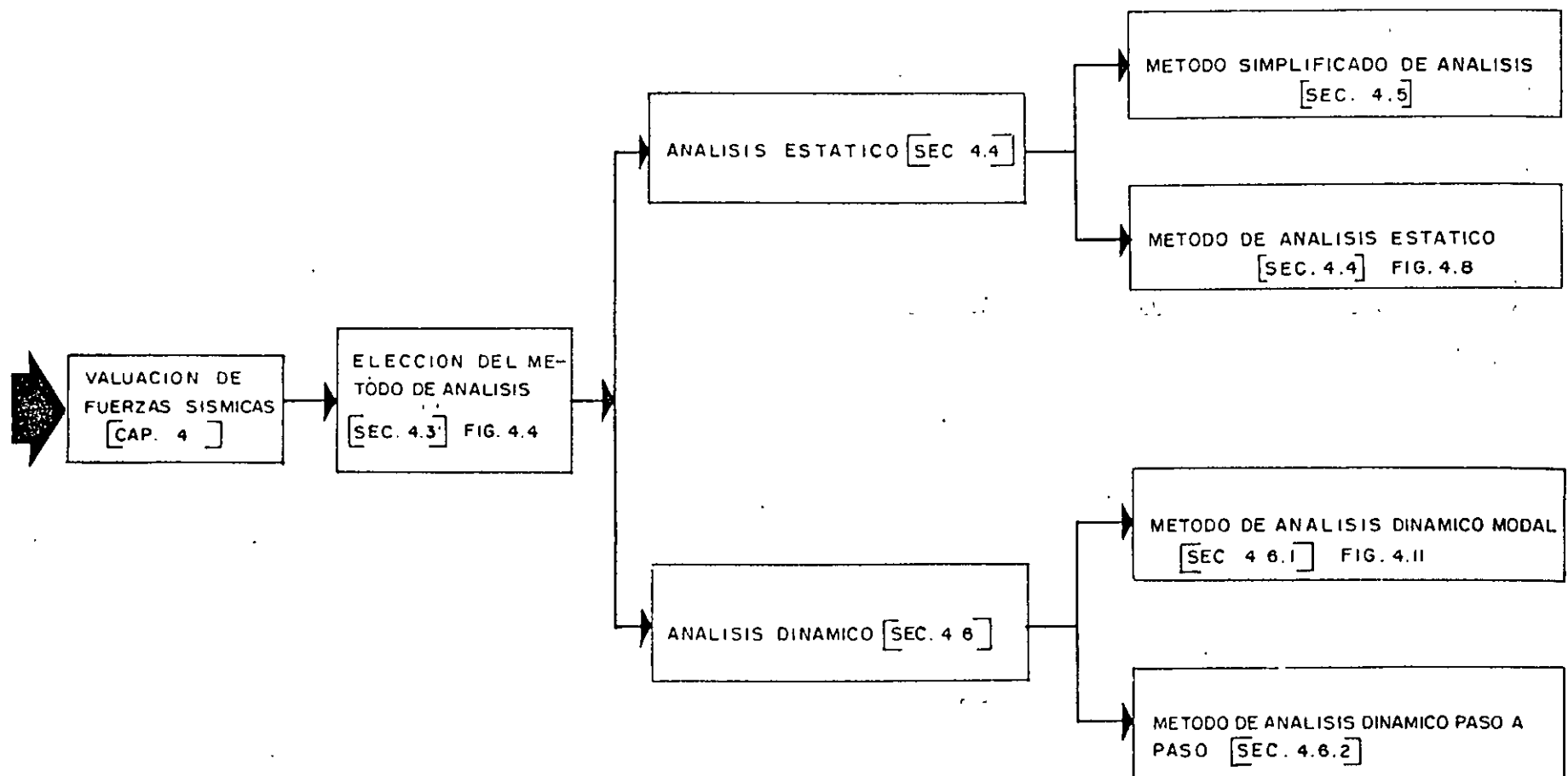
Cuando la carga sobre la estructura resulte favorable a la resistencia o a la estabilidad, deberá diseñarse para una condición menos favorable, en cuyo caso se tomará como factor de carga $FC=0.9$ con la finalidad de diseñar los elementos estructurales del lado de la seguridad.

Para la revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario $FC=1.0$ Art. 193 y 194 R.C.D.F.

En la fig. 3.5 se ilustra la selección de los factores de carga.

4.VALUACION DE FUERZAS SISMICAS

4. VALUACION DE FUERZAS SISMICAS



4.1 espectros de diseño

R.C.D.F.

ARTICULO 206.—El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel.

Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan según los Capítulos IV y V de este Título.

El coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas como del grupo B en el artículo 174 se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II y 0.40 en la III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fijan las Normas Técnicas Complementarias, y a excepción de las zonas especiales en las que dichas Normas especifiquen otros valores de c . Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

N.T.C.-Sismo.

3. ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica la sección 9 de estas normas, se adoptarán las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura:

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

4.1. ESPECTROS DE DISEÑO.

Una de las varias maneras de medir un sismo es empleando espectros de respuesta. Estos son gráficas de respuestas máximas de estructuras de un grado de libertad de distintos periodos, obtenidas a partir del registro de la excitación sísmica, vista como aceleración registrada por un acelerógrafo.

Los espectros de respuestas muestran las características del sismo desde el punto de vista del efecto (desplazamiento, velocidad, aceleración) sobre las estructuras.

Es evidente que durante la vida útil de una estructura, más de una vez estará sujeta a la acción de un sismo. Si interesan los espectros para obtener las aceleraciones máximas, conviene considerar no sólo el espectro de respuesta de un sólo sismo, sino los de todos aquellos que pudieran tener efecto sobre la estructura. Para cubrir esta posibilidad se utilizan Espectros de Diseño.

Los Espectros de Diseño se idealizan en tres ramas: una ascendente, una horizontal y otra descendente expresada con una --

función exponencial. Se proporcionan tres espectros diferentes, uno para cada tipo de suelo, considerando los efectos de los temblores y su respuesta en cada tipo de terreno.

Los coeficientes sísmicos que se presentan en el art. 206 del R.C.D.F. corresponden a las ordenadas máximas del espectro de aceleraciones; en la sección 3 de las N.T.C. para Sismo se indican los valores de los periodos característicos para dichos espectros en las tres zonas en que se divide el D.F. Los espectros de diseño especificados en esta sección tienen una amplia porción horizontal con lo que se busca cubrir la incertidumbre de los periodos calculados, tanto los naturales de vibración como el más largo entre los dominantes del terreno (T_s).

En particular la parte horizontal para el terreno blando es muy ancha pues cubre todas las posibilidades de espesores correspondientes, desde valores del orden de 20 m hasta más de 50 m. En el apéndice de las N.T.C. de Sismo se da la posibilidad de reducir el ancho de esta porción del espectro, tomando en cuenta el periodo dominante del

terreno, T_s , y la interacción suelo-estructura, como se verá mas adelante.

Para valores de T menores que T_a se permite reducir el valor del coeficiente sísmico; estos valores corresponden generalmente a estructuras de poca altura y rígidas, que han demostrado un buen comportamiento ante sismos de gran intensidad.

Las ordenadas espectrales a partir de T_b son funciones decrecientes en r , las estructuras con periodos largos tienen en general un número elevado de grados de libertad y por lo tanto de modos falla; estas estructuras son especialmente sensibles a los efectos de segundo orden, efecto P-delta, y mientras mayor es la altura y mayor la flexibilidad son mas importantes estos efectos.

En la figura 4.1 se indican los espectros de diseño en una gráfica que incluye los tres tipos de suelo del D.F. y en la Tabla 4.1 se encuentran estos mismos espectros en forma tabular.

En el diagrama de la Fig. 4.2 se muestra la determinación del espectro de di-

seño. En este diagrama se toma en cuenta, además, el efecto de la interacción Suelo-estructura.

En el tema 4.2 de este Manual se tratan los procedimientos que permiten la reducción de la aceleración en los espectros de diseño, en base a lo establecido en el artículo 207 del R.C.D.F.

$$a = (1 + 3T/T_a)c/4, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = q, \text{ si } T \text{ excede de } T_b$$

$$q = (T_b/T)^r$$

T es el período natural de interés; T , T_a y T_b están expresados en segundos; c es el coeficiente sísmico, y r un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura.

El coeficiente c se obtiene del artículo 206 del Reglamento, salvo que en la parte sombreada de la zona II en la figura 3.1 se tomará $c = 0.4$ para las estructuras del grupo B, y $c = 0.6$ para las del A.

T_a , T_b y r se consiguen en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Valores de T_a , T_b y r

Zona	T_a	T_b	r
I	0.2	0.6	1/2
II	0.3	1.5	2/3
III	0.6	3.9	1

no sombreada en la figura 3.1.
y parte sombreada de la zona II en la figura 3.1.

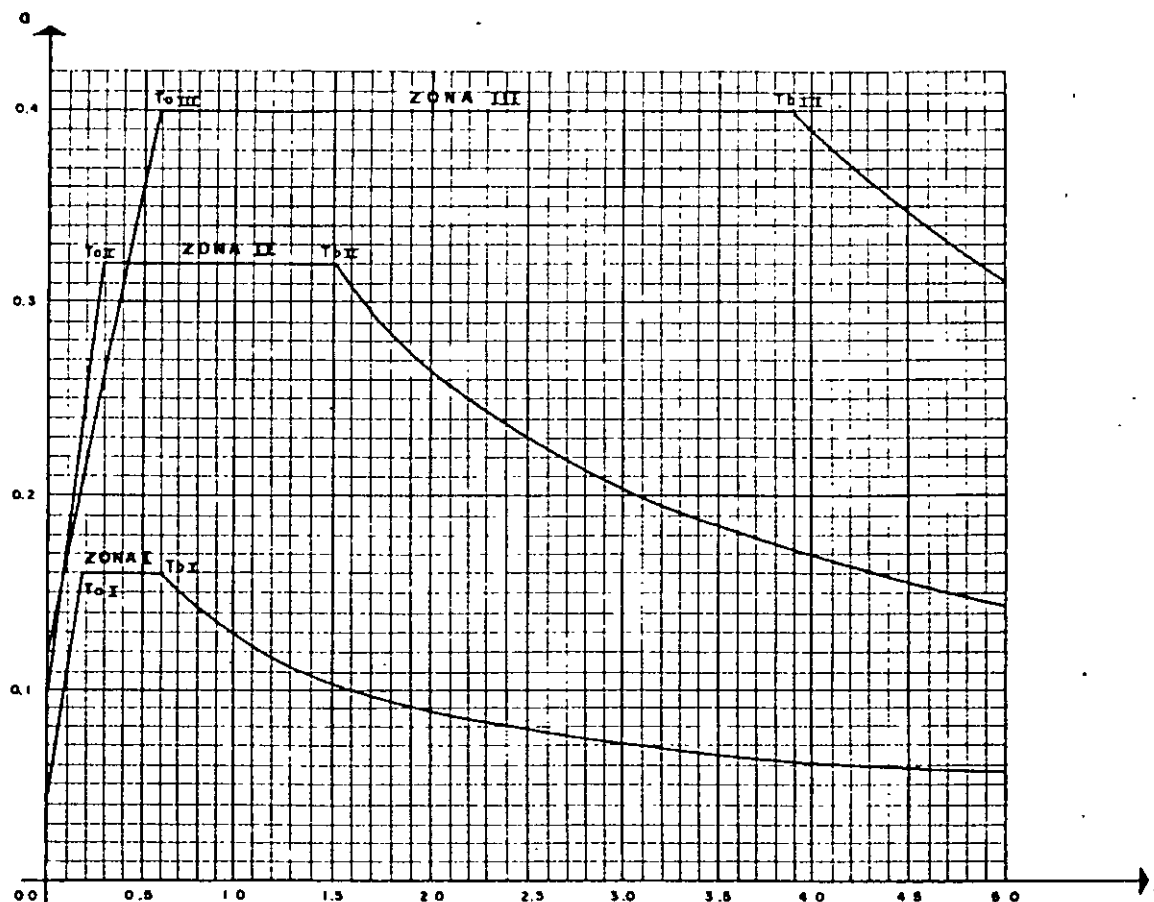


FIG. 4.1. ESPECTROS DE DISEÑO DE ACUERDO AL R.C.D.F. PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B, MULTIPLICAR LOS VALORES POR 1.5 PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO A.

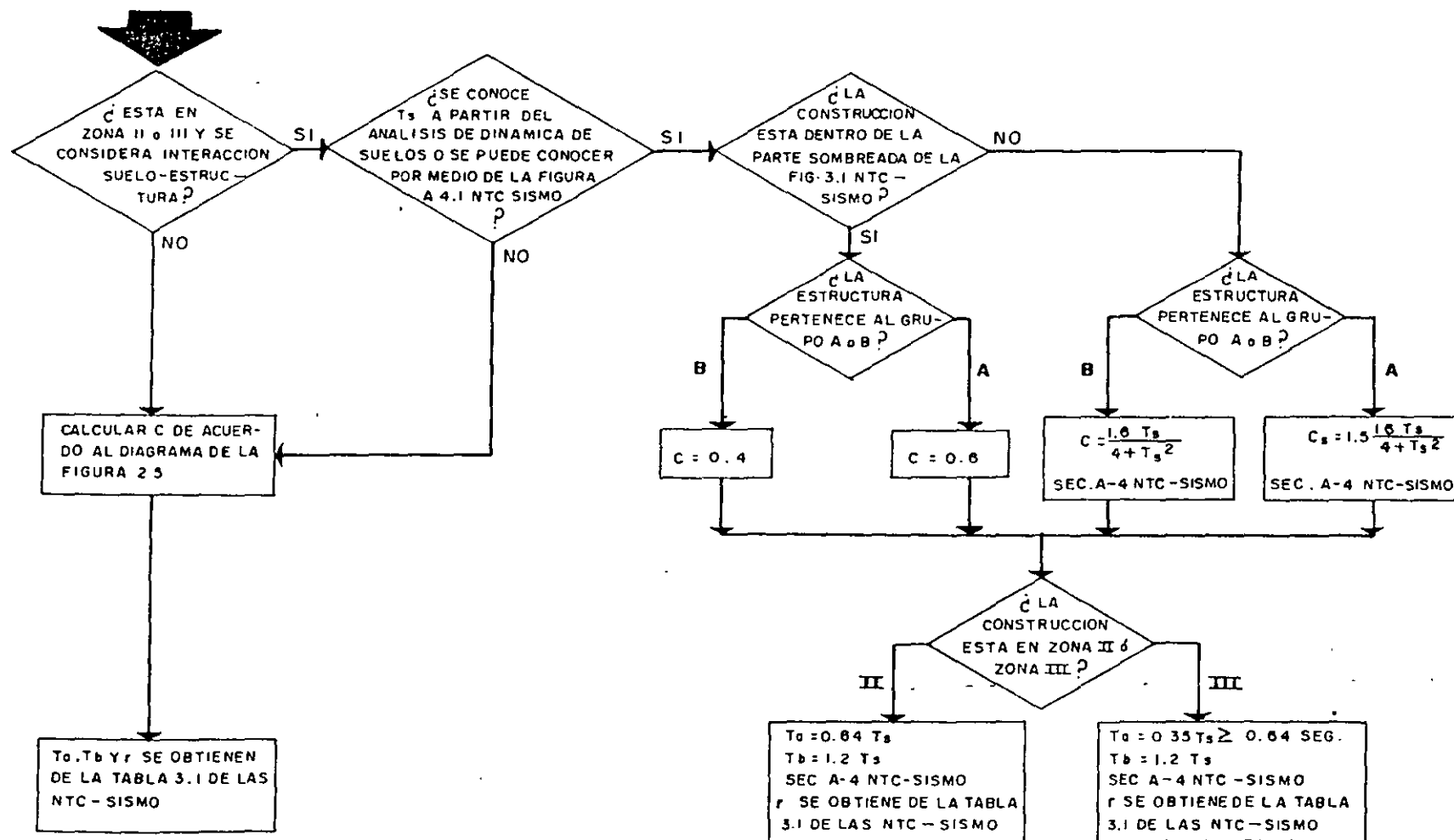
TABLA 4.1. TABLA DE ESPECTROS PARA DISEÑO DE ACUERDO
 AL R.C.D.F. PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B.
 MULTIPLICAR LOS VALORES POR 1.5 PARA ES-
 TRUCTURAS DEL GRUPO A.

ZONA I		ZONA II		ZONA III	
T (seg)	a	T (seg)	a	T (seg)	a
0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000
0.01	0.006	0.01	0.008	0.01	0.008
0.02	0.007	0.02	0.009	0.02	0.009
0.03	0.008	0.03	0.010	0.03	0.010
0.04	0.008	0.04	0.011	0.04	0.010
0.05	0.009	0.05	0.012	0.05	0.011
0.06	0.009	0.06	0.013	0.06	0.012
0.07	0.009	0.07	0.014	0.07	0.012
0.08	0.009	0.08	0.015	0.08	0.013
0.09	0.009	0.09	0.016	0.09	0.013
0.10	0.010	0.10	0.017	0.10	0.014
0.11	0.010	0.11	0.018	0.11	0.014
0.12	0.011	0.12	0.019	0.12	0.015
0.13	0.011	0.13	0.020	0.13	0.015
0.14	0.011	0.14	0.021	0.14	0.016
0.15	0.012	0.15	0.022	0.15	0.016
0.16	0.012	0.16	0.023	0.16	0.017
0.17	0.012	0.17	0.024	0.17	0.017
0.18	0.013	0.18	0.025	0.18	0.018
0.19	0.013	0.19	0.026	0.19	0.018
0.20	0.013	0.20	0.027	0.20	0.019
0.21	0.014	0.21	0.028	0.21	0.019
0.22	0.014	0.22	0.029	0.22	0.020
0.23	0.014	0.23	0.030	0.23	0.020
0.24	0.015	0.24	0.031	0.24	0.021
0.25	0.015	0.25	0.032	0.25	0.021
0.26	0.015	0.26	0.033	0.26	0.022
0.27	0.016	0.27	0.034	0.27	0.022
0.28	0.016	0.28	0.035	0.28	0.023
0.29	0.016	0.29	0.036	0.29	0.023
0.30	0.017	0.30	0.037	0.30	0.024
0.31	0.017	0.31	0.038	0.31	0.024
0.32	0.017	0.32	0.039	0.32	0.025
0.33	0.018	0.33	0.040	0.33	0.025
0.34	0.018	0.34	0.041	0.34	0.026
0.35	0.018	0.35	0.042	0.35	0.026
0.36	0.019	0.36	0.043	0.36	0.027
0.37	0.019	0.37	0.044	0.37	0.027
0.38	0.019	0.38	0.045	0.38	0.028
0.39	0.020	0.39	0.046	0.39	0.028
0.40	0.020	0.40	0.047	0.40	0.029
0.41	0.020	0.41	0.048	0.41	0.029
0.42	0.021	0.42	0.049	0.42	0.030
0.43	0.021	0.43	0.050	0.43	0.030
0.44	0.021	0.44	0.051	0.44	0.031
0.45	0.022	0.45	0.052	0.45	0.031
0.46	0.022	0.46	0.053	0.46	0.032
0.47	0.022	0.47	0.054	0.47	0.032
0.48	0.023	0.48	0.055	0.48	0.033
0.49	0.023	0.49	0.056	0.49	0.033
0.50	0.023	0.50	0.057	0.50	0.034
0.51	0.024	0.51	0.058	0.51	0.034
0.52	0.024	0.52	0.059	0.52	0.035
0.53	0.024	0.53	0.060	0.53	0.035
0.54	0.025	0.54	0.061	0.54	0.036
0.55	0.025	0.55	0.062	0.55	0.036
0.56	0.025	0.56	0.063	0.56	0.037
0.57	0.026	0.57	0.064	0.57	0.037
0.58	0.026	0.58	0.065	0.58	0.038
0.59	0.026	0.59	0.066	0.59	0.038
0.60	0.027	0.60	0.067	0.60	0.039
0.61	0.027	0.61	0.068	0.61	0.039
0.62	0.027	0.62	0.069	0.62	0.040
0.63	0.028	0.63	0.070	0.63	0.040
0.64	0.028	0.64	0.071	0.64	0.041
0.65	0.028	0.65	0.072	0.65	0.041
0.66	0.029	0.66	0.073	0.66	0.042
0.67	0.029	0.67	0.074	0.67	0.042
0.68	0.029	0.68	0.075	0.68	0.043
0.69	0.030	0.69	0.076	0.69	0.043
0.70	0.030	0.70	0.077	0.70	0.044
0.71	0.030	0.71	0.078	0.71	0.044
0.72	0.031	0.72	0.079	0.72	0.045
0.73	0.031	0.73	0.080	0.73	0.045
0.74	0.031	0.74	0.081	0.74	0.046
0.75	0.032	0.75	0.082	0.75	0.046
0.76	0.032	0.76	0.083	0.76	0.047
0.77	0.032	0.77	0.084	0.77	0.047
0.78	0.033	0.78	0.085	0.78	0.048
0.79	0.033	0.79	0.086	0.79	0.048
0.80	0.033	0.80	0.087	0.80	0.049
0.81	0.034	0.81	0.088	0.81	0.049
0.82	0.034	0.82	0.089	0.82	0.050
0.83	0.034	0.83	0.090	0.83	0.050
0.84	0.035	0.84	0.091	0.84	0.051
0.85	0.035	0.85	0.092	0.85	0.051
0.86	0.035	0.86	0.093	0.86	0.052
0.87	0.036	0.87	0.094	0.87	0.052
0.88	0.036	0.88	0.095	0.88	0.053
0.89	0.036	0.89	0.096	0.89	0.053
0.90	0.037	0.90	0.097	0.90	0.054
0.91	0.037	0.91	0.098	0.91	0.054
0.92	0.037	0.92	0.099	0.92	0.055
0.93	0.038	0.93	0.100	0.93	0.055
0.94	0.038	0.94	0.101	0.94	0.056
0.95	0.038	0.95	0.102	0.95	0.056
0.96	0.039	0.96	0.103	0.96	0.057
0.97	0.039	0.97	0.104	0.97	0.057
0.98	0.039	0.98	0.105	0.98	0.058
0.99	0.040	0.99	0.106	0.99	0.058
1.00	0.040	1.00	0.107	1.00	0.059
1.01	0.040	1.01	0.108	1.01	0.059
1.02	0.041	1.02	0.109	1.02	0.060
1.03	0.041	1.03	0.110	1.03	0.060
1.04	0.041	1.04	0.111	1.04	0.061
1.05	0.042	1.05	0.112	1.05	0.061
1.06	0.042	1.06	0.113	1.06	0.062
1.07	0.042	1.07	0.114	1.07	0.062
1.08	0.043	1.08	0.115	1.08	0.063
1.09	0.043	1.09	0.116	1.09	0.063
1.10	0.043	1.10	0.117	1.10	0.064
1.11	0.044	1.11	0.118	1.11	0.064
1.12	0.044	1.12	0.119	1.12	0.065
1.13	0.044	1.13	0.120	1.13	0.065
1.14	0.045	1.14	0.121	1.14	0.066
1.15	0.045	1.15	0.122	1.15	0.066
1.16	0.045	1.16	0.123	1.16	0.067
1.17	0.046	1.17	0.124	1.17	0.067
1.18	0.046	1.18	0.125	1.18	0.068
1.19	0.046	1.19	0.126	1.19	0.068
1.20	0.047	1.20	0.127	1.20	0.069
1.21	0.047	1.21	0.128	1.21	0.069
1.22	0.047	1.22	0.129	1.22	0.070
1.23	0.048	1.23	0.130	1.23	0.070
1.24	0.048	1.24	0.131	1.24	0.071
1.25	0.048	1.25	0.132	1.25	0.071
1.26	0.049	1.26	0.133	1.26	0.072
1.27	0.049	1.27	0.134	1.27	0.072
1.28	0.049	1.28	0.135	1.28	0.073
1.29	0.050	1.29	0.136	1.29	0.073
1.30	0.050	1.30	0.137	1.30	0.074
1.31	0.050	1.31	0.138	1.31	0.074
1.32	0.051	1.32	0.139	1.32	0.075
1.33	0.051	1.33	0.140	1.33	0.075
1.34	0.051	1.34	0.141	1.34	0.076
1.35	0.052	1.35	0.142	1.35	0.076
1.36	0.052	1.36	0.143	1.36	0.077
1.37	0.052	1.37	0.144	1.37	0.077
1.38	0.053	1.38	0.145	1.38	0.078
1.39	0.053	1.39	0.146	1.39	0.078
1.40	0.053	1.40	0.147	1.40	0.079
1.41	0.054	1.41	0.148	1.41	0.079
1.42	0.054	1.42	0.149	1.42	0.080
1.43	0.054	1.43	0.150	1.43	0.080
1.44	0.055	1.44	0.151	1.44	0.081
1.45	0.055	1.45	0.152	1.45	0.081
1.46	0.055	1.46	0.153	1.46	0.082
1.47	0.056	1.47	0.154	1.47	0.082
1.48	0.056	1.48	0.155	1.48	0.083
1.49	0.056	1.49	0.156	1.49	0.083
1.50	0.057	1.50	0.157	1.50	0.084
1.51	0.057	1.51	0.158	1.51	0.084
1.52	0.057	1.52	0.159	1.52	0.085
1.53	0.058	1.53	0.160	1.53	0.085
1.54	0.058	1.54	0.161	1.54	0.086
1.55	0.058	1.55	0.162	1.55	0.086
1.56	0.059	1.56	0.163	1.56	0.087
1.57	0.059	1.57	0.164	1.57	0.087
1.58	0.059	1.58	0.165	1.58	0.088
1.59	0.060	1.59	0.166	1.59	0.088
1.60	0.060	1.60	0.167	1.60	0.089
1.61	0.060	1.61	0.168	1.61	0.089
1.62	0.061	1.62	0.169	1.62	0.090
1.63	0.061	1.63	0.170	1.63	0.090
1.64	0.061	1.64	0.171	1.64	0.091
1.65	0.062	1.65	0.172	1.65	0.091
1.66	0.062	1.66	0.173	1.66	0.092
1.67	0.062	1.67	0.174	1.67	0.092
1.68	0.063	1.68	0.175	1.68	0.093
1.69	0.063	1.69	0.176	1.69	0.093
1.70	0.063	1.70	0.177	1.70	0.094
1.71	0.064	1.71	0.178	1.71	0.094
1.72	0.064	1.72	0.179	1.72	0.095
1.73	0.064	1.73	0.180	1.73	0.095
1.74	0.065	1.74	0.181	1.74	0.096
1.75	0.065	1.75	0.182	1.75	0.096
1.76	0.065	1.76	0.183	1.76	0.097
1.77	0.066	1.77	0.184	1.77	0.097
1.78	0.066	1.78	0.185	1.78	0.098
1.79	0.066	1.79	0.186	1.79	0.098
1.80	0.067	1.80	0.187	1.80	0.099
1.81	0.067	1.81	0.188	1.81	0.099
1.82	0.067	1.82	0.189	1.82	0.100
1.83	0.068	1.83	0.190	1.83	0.100
1.84	0.068	1.84	0.191	1.84	0.101
1.85	0.068	1.85	0.192	1.85	0.101
1.86	0.069	1.86	0.193	1.86	0.102
1.87	0.069	1.87	0.194	1.87	0.102
1.88	0.069	1.88	0.195	1.88	0.103
1.89	0.070	1.89	0.196	1.89	0.103
1.90	0.070	1.90	0.197	1.90	0.104
1.91	0.070	1.91	0.198	1.91	0.104
1.92	0.0				

FIG. 4.2

determinación del espectro para diseño sísmico

100



4.2 reducción de fuerzas sismicas

R.C.D.F.

ARTICULO 207. — Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas empleando para ello los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias, en función de las características estructurales y del terreno. Los desplazamientos calculados de acuerdo con estos métodos, empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen dichas Normas.

Los coeficientes que especifiquen las Normas Técnicas Complementarias para la aplicación del método simplificado de análisis tomarán en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados. Por ello las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.

N.T.C.-Sismo

8.2 Reducción de las fuerzas cortantes

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el inciso anterior siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura de acuerdo con la siguiente:

a) El periodo fundamental de vibración, T , se tomará igual a:

4.2. REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

Para las estructuras desplantadas en Zona I, II o III en las que se aplique el método estático o un método dinámico de análisis sísmico, el Reglamento, en su artículo 207, permite reducir el coeficiente de cortante en la base tomando en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura; como alternativa para las estructuras ubicadas en las zonas II o III será permisible estimar el valor aproximado del periodo fundamental incluyendo las contribuciones provenientes de la interacción suelo-estructura de acuerdo con lo especificado en el apéndice de las N.T.C. de sismo en las secciones A1, A5 y A6, este procedimiento se tratará en la sección 4.7 de este manual.

En el diagrama de la Fig. 4.3 se esquematiza el procedimiento para la determinación del periodo de vibración de la estructura con base en lo estipulado en el R.C.D.F. y en las N.T.C. respectivas.

Si se aplica el método estático, sin tomar en cuenta la interacción suelo estructura, el valor aproximado del periodo fundamental de vibración puede obtenerse con la expresión 4.1 (Sección 8.2 N.T.C.-Sismo)

$$T = 6.3 \left[\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum P_i X_i} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.1)$$

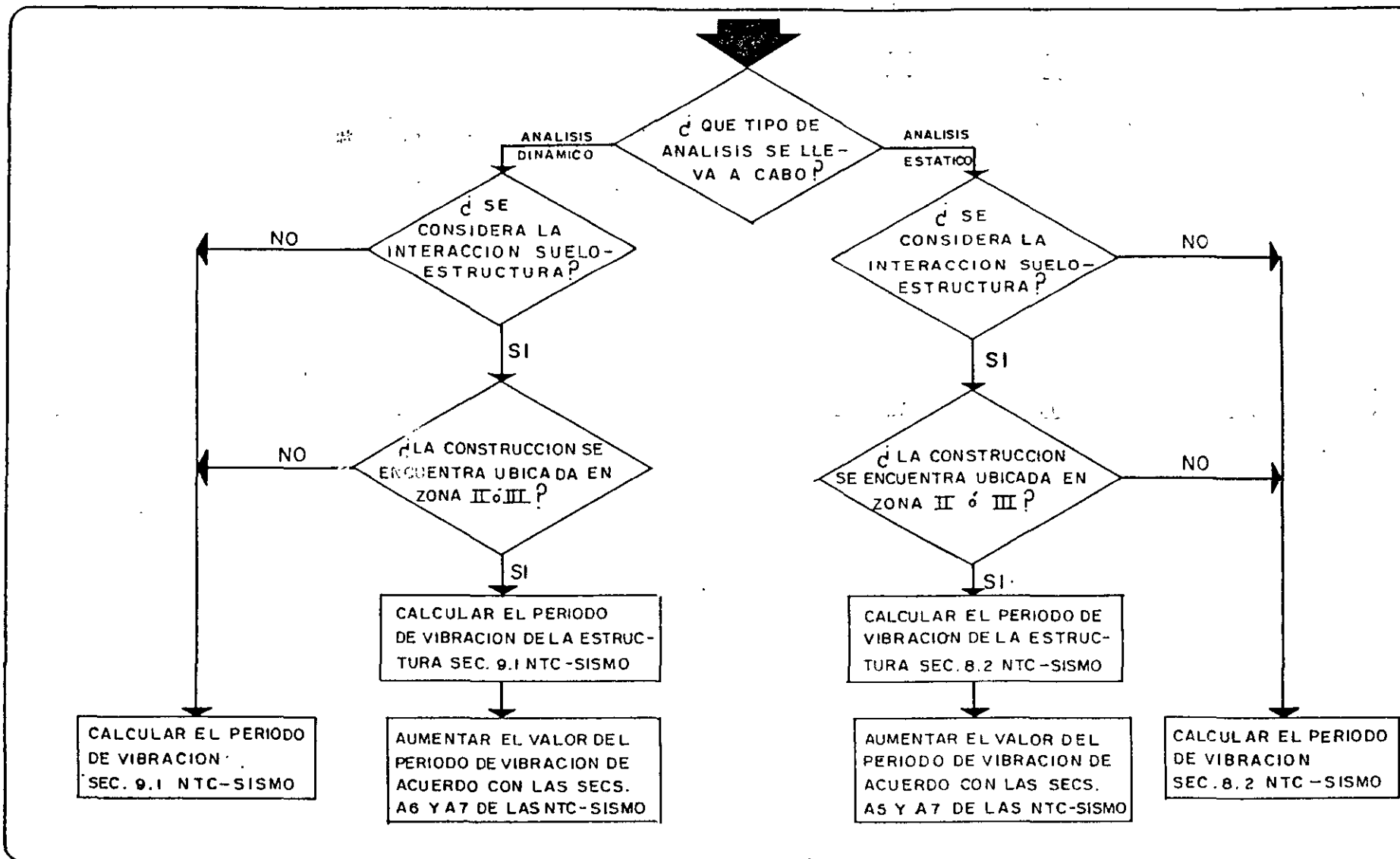
El cociente anterior, denominado cociente de Schwartz, suministraría resultados exactos si la distribución de aceleraciones fuera la del modo fundamental, pero aún cuando sólo toscamente se asemeja a éste, suministra un aproximación excelente.

Si se usa el método de análisis

FIG. 4.3

determinación del periodo de vibración de la estructura

102



4.2

donde, W_i es el peso de la masa i , P_i la fuerza horizontal que actúa sobre ella de acuerdo con el inciso 1, x_i el correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza, y g la aceleración de la gravedad.

b) Si T es menor o igual que T_b se procederá como en el inciso 1 pero de tal manera que la relación V_0/W_0 sea igual a a/Q' , calculándose a y Q' como se especifica respectivamente en las secciones 3 y 4 de las presentes normas.

c) Si T es mayor que T_b se procederá como en el párrafo b pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome proporcional al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente igual a $k_1 h_1 + k_2 h_1^2$, siendo

$$k_1 = q[1 - r(1 - q)]EW_1/(EW_1 h_1)$$

$$k_2 = 1.5rq(1 - q)EW_1/(EW_1 h_1^2)$$

y W_i y h_i respectivamente el peso y la altura de la i -ésima masa sobre el desplante. Además, a no se tomará menor de $c/4$.

N.T.C. - Sismo

4.1 Factor reductivo

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal empleando los métodos que fijan estas normas se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo Q' . En el

diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de estas normas, Q' se calculará como sigue:

$Q' = Q$ si se desconoce T o si este es mayor o igual que T_b .

$Q' = 1 + (T/T_b)(Q - 1)$; si T es menor que T_b .

T se tomará igual al período fundamental de vibración cuando se emplee el método estático e igual al período natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el método de análisis modal de la sección 9, y T_b es un período característico del espectro de diseño que se define en la sección 3.

En el diseño sísmico de las estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de estas normas, se multiplicará por 0.8 el valor de Q' .

Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático de análisis que se detalla en la sección 8 de las presentes normas o el de análisis modal de la sección 9.

Cuando se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran a satisfacción del Departamento tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales como la validez de los valores del amortiguamiento y de Q' que se propongan.

dinámico se aceptarán el análisis modal o el cálculo paso a paso para respuestas de temblores específicos, obteniendo el período natural de vibración, T , por cualquiera de los métodos anteriores.

Si se emplea el método de análisis dinámico modal se podrán adoptar las hipótesis establecidas en la sección 3 de las N.T.C. de Sismo.

Se hace notar que tanto para el análisis estático como para cuando se aplica el método de análisis modal se permite, además, reducir la aceleración de acuerdo con las formas de los espectros de diseño pero -sustituyendo Q por Q' ; el coeficiente reductivo Q' se especifica en la sección 4.1 de las N.T.C. de sismo.

Para efectuar esta reducción las estructuras deben satisfacer las condiciones de

N.T.C.-Sismo

6. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

7. El peso de cada nivel incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni excede en más del último nivel de la construcción, a menor que 70 por ciento de dicho peso.

8. Ningún piso tiene un área delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabas o losas planas.

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más del 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.

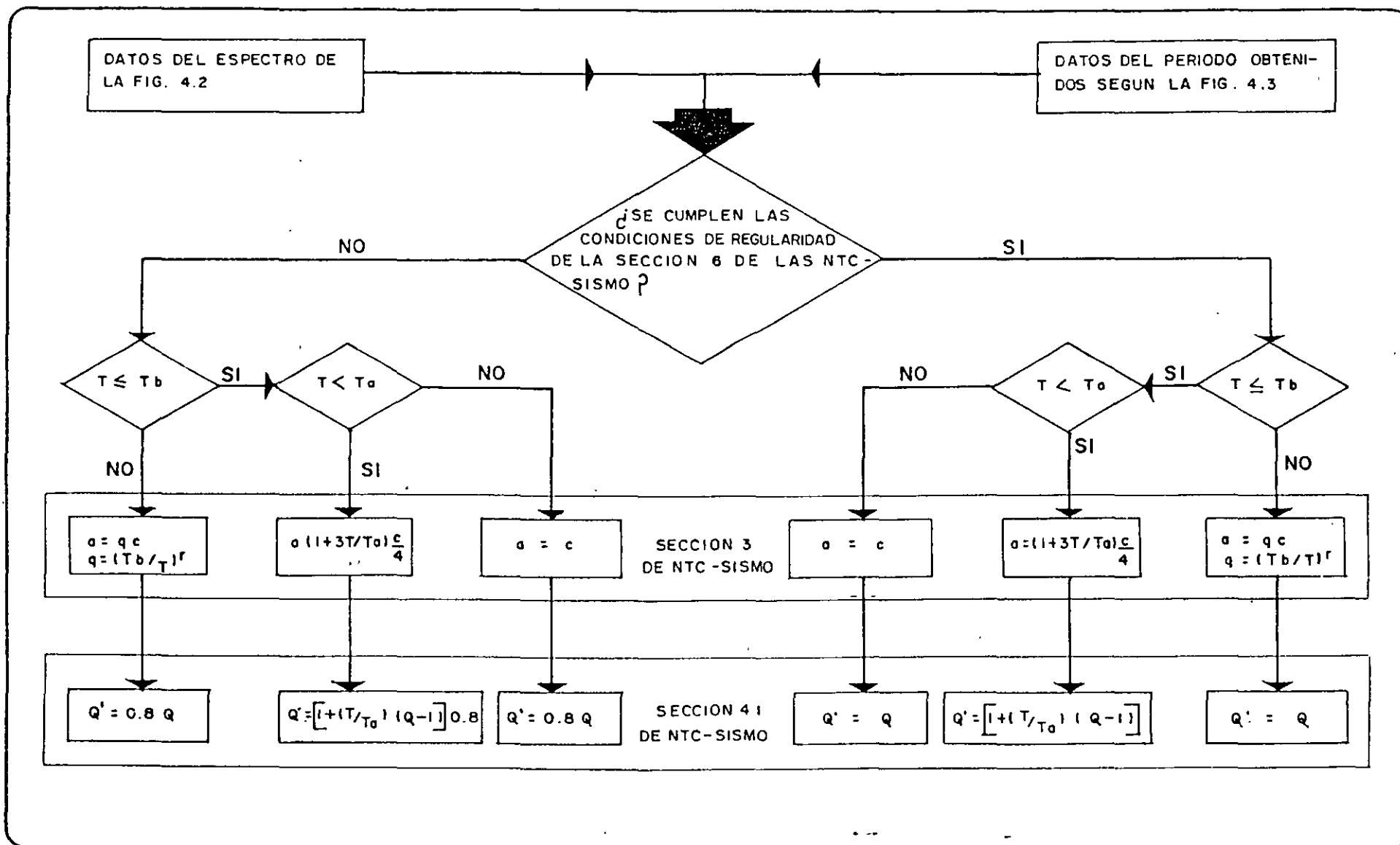
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

regularidad que se indican en la sección 6 de las N.T.C. de sismo referentes a simetría, dimensiones, limitaciones para irregularidades, tanto en planta como en elevación, así como distribución equilibrada de cargas y resistencias; en el Capítulo 4 del Manual de Estructuración, publicado por el Departamento del D.F., se analizan con detalle los problemas que se provocan a las construcciones por una estructuración inadecuada.

Si una estructura no satisface las condiciones de regularidad el valor Q' se multiplicará por 0.8.

En el diagrama de la Fig. 4.4 se esquematiza el procedimiento para la determinación de las ordenadas del espectro de aceleraciones, a , y del factor reductivo, Q' , con base en el periodo de vibración de la estructura.

FIG. 4.4 determinación de a y q'



4.3 elección del método de análisis

106

R.C.D.F.

ARTICULO 203.- Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifiquen las Normas Técnicas Complementarias, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establece el Capítulo III de este Título.

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que describan las Normas Técnicas Complementarias, con las limitaciones que allí se establezcan.

En el análisis se tendrá en cuenta la rigidez de todo elemento estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos de segundo orden, entendidos éstos como los de las fuerzas gravitacionales actuando en la estructura deformada ante la acción tanto de dichas fuerzas como de las laterales.

Se verificará que la estructura y su cimentación no alcancen ningún estado límite de falla o de servicio a que se refiere este Reglamento, los criterios que deben aplicarse se especifican en el Capítulo I.

Para el diseño de todo elemento que contribuya en más de 35% a la capacidad total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volco de un entrepiso dado, se adoptarán factores de resistencia 20% inferiores a los que le corresponderían de acuerdo con los artículos respectivos de las Normas Técnicas Complementarias.

N.T.C.-Sismo

2. ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS

2.1. Análisis estático y dinámico

Toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico según se establece en la sección 9 de estas normas. Las estructuras que no pasen de 60 m de alto podrán analizarse, como alternativa, mediante el método estático que describe la sección 8. Con la misma limitación, para estructuras ubicadas en las zonas II o III como se definen en el artículo 219 del Reglamento, también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el apéndice a las presentes normas, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

2.2. Método simplificado de análisis

El método simplificado a que se refiere la sección 7 del presente cuerpo normativo será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

4.3. ELECCION DEL METODO DE ANALISIS.

Los diferentes métodos para determinar las fuerzas sísmicas en las estructuras se especifican en la sección 2 de las N.T.C.-Sismo, el proceso de elección se esquematiza en la fig. 4.5 y en el diagrama de la Fig. 4.6.

En el art. 203 del Reglamento se especifican los métodos de análisis sísmico que pueden utilizarse para el análisis de estructuras, en función de las características especificadas en la sección 2.1 de las N.T.C.-Sismo.

En resumen la elección del método de análisis, debe regirse por lo establecido en la sección 2.1 de las N.T.C. de Sismo, el método simplificado de la sección 7 de las mismas sólo es aplicable a ciertos edificios que cumplan con los requisitos de la sección 2.2 de las N.T.C., para alturas hasta 60 m el diseño de edificios puede basarse en un análisis estático acorde con lo que marca la sección 8. Para alturas superiores a 60 m es obligatorio realizar un análisis dinámico según se describe en la Sección 9 - - N.T.C.-Sismo.

I. En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las normas complementarias correspondientes. Será admisible cierta asimetría en la distribución de los muros cuando existan en todos los pisos dos muros de carga perimetrales paralelos cada uno con longitud al menos igual a la mitad de la dimensión mayor en planta del edificio. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado o madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales.

II. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca la sección 7 de las presentes normas.

III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5, y la altura del edificio no será mayor de 13.0 m.

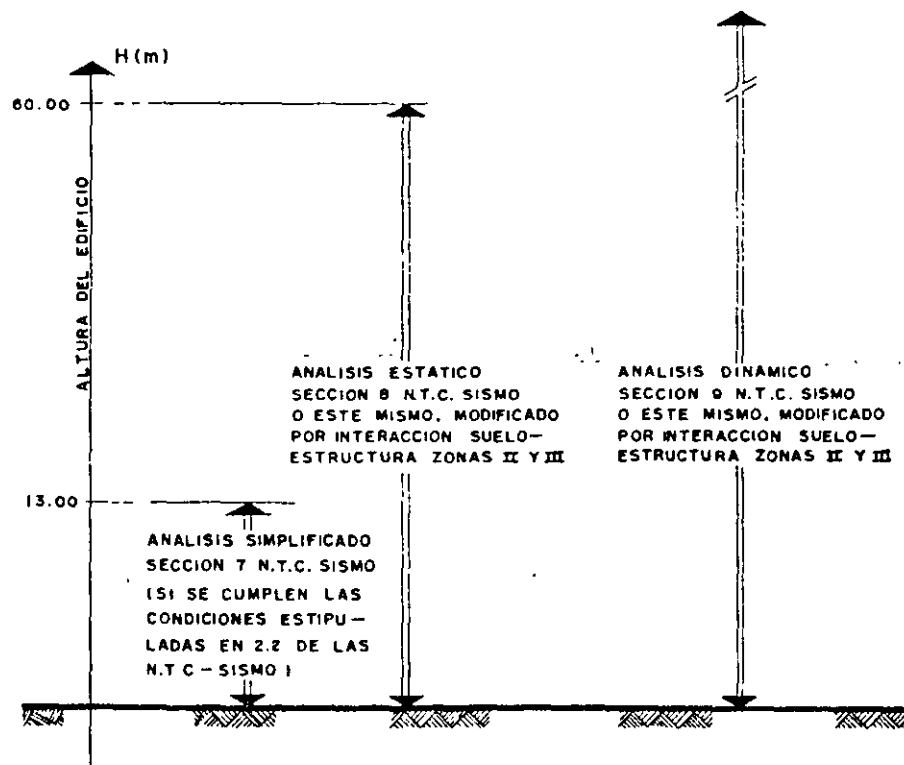
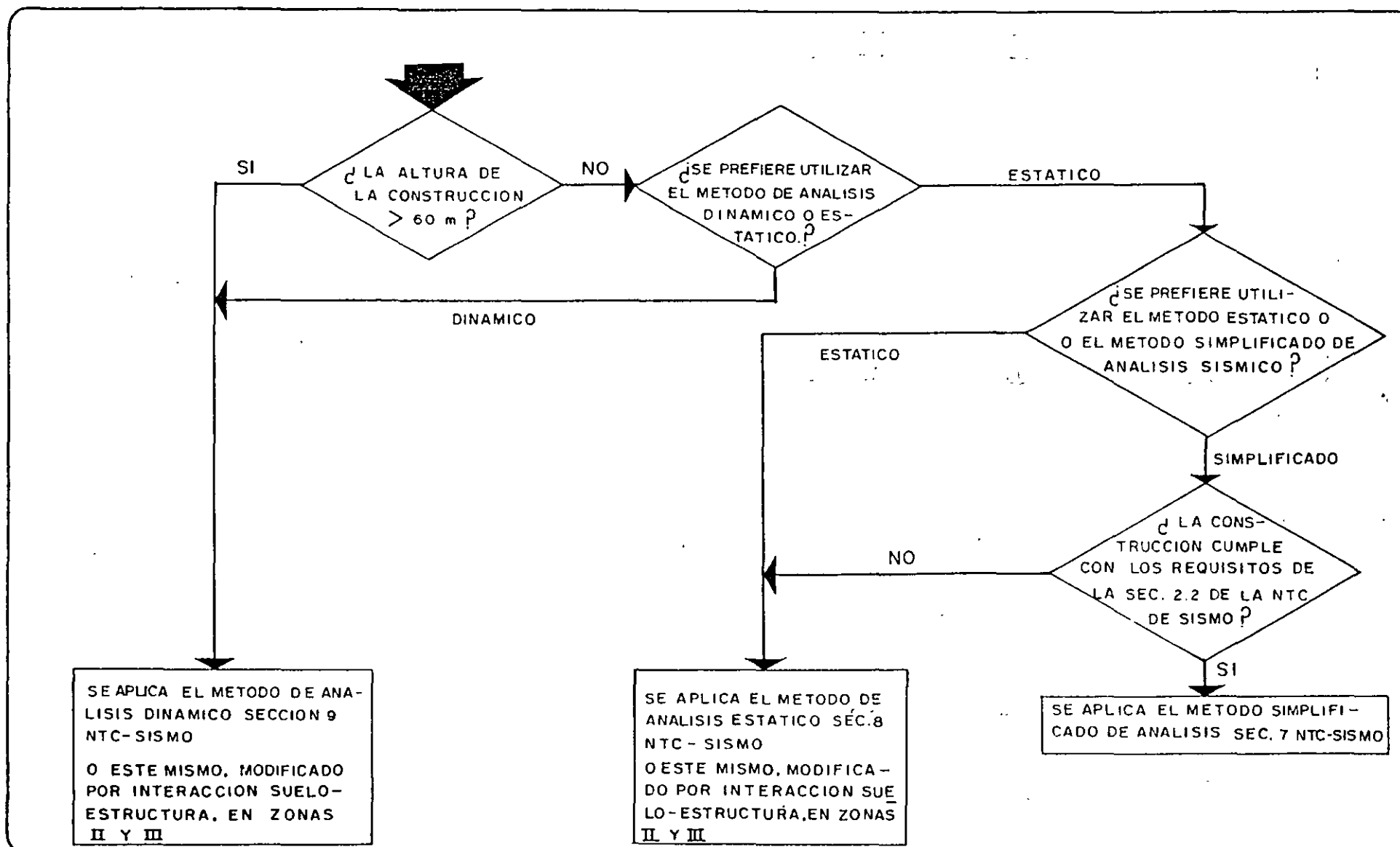


FIG. 4.5 ELECCION DEL METODO DE ANALISIS SISMICO

FIG. 4.6 elección del metodo de analisis



4.4 análisis estático

N.T.C.-Sismo

8. ANALISIS ESTATICO

8.1 Fuerzas cortantes

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_0/W_0 sea igual a c/Q , siendo V_0 la fuerza cortante basal, W_0 el peso de la construcción incluyendo las cargas muertas que fija el capítulo IV, título VI del Reglamento y las vivas que especifica el capítulo V, título VI, O el factor de comportamiento que se fija en la sección 5 de estas normas y c el coeficiente sísmico que establece el artículo 206 del Reglamento salvo que en la parte sombreada de la zona II en la figura 3.1 se tomará $c = 0.4$ para estructuras del grupo B y 0.6 para las del A.

4.4. ANALISIS ESTATICO.

El Reglamento permite, en su art. 203, que el análisis sísmico de edificios cuya altura no exceda de 60 m se efectúe de acuerdo con el método estático, descrito en la Sección 8 de las Normas Técnicas de Sismo.

Para efectuar el análisis se procede de la manera siguiente:

a) Se considera que las fuerzas -- cortantes a diferentes niveles de la estructura forman un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas la masas, incluyendo apéndices, Fig. 4.7.

b) Cada una de estas fuerzas se toma igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales son apreciables).

La forma como se especifica el cálculo de fuerzas horizontales expresa en forma algebraica la variación lineal de aceleración.

culo de fuerzas horizontales expresa en forma algebraica la variación lineal de aceleración.

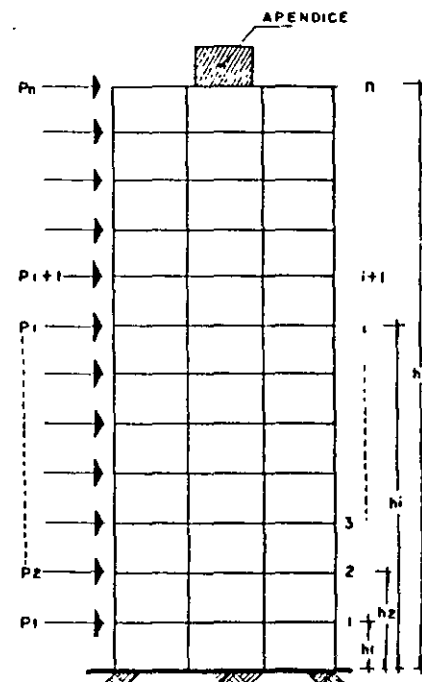


FIG. 4.7 DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES

raciones, de magnitud ajustada para que la fuerza cortante en la base sea igual a - - $(c/Q) W$.

El nivel a partir del cual se supone que obran las aceleraciones horizontales se encuentra normalmente bien definido, nivel de desplante de la estructura, pero se dan casos en los cuales el nivel de aceleración nula no se encuentra definido, por ejemplo, en edificaciones desplantadas sobre terrenos con gran desnivel o en cuerpos de un edificio en el cual los sótanos no están totalmente rodeados por muros de contención, admitiendo por consiguiente deformaciones de orden cercano alas de superestructura; en estos casos es aconsejable tomar el nivel mas bajo concebible, (ver Sección 2.4 Ejemplos 2.4, 2.5 y 2.6).

La aplicación de lo estipulado en la Sección 8.1 de las Normas Técnicas Complementarias de Sismo conduce a que la fuerza horizontal, P_i , aplicada en el centro del nivel n está dada por la expresión.

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \cdot \frac{c}{Q} \cdot \sum W_i \quad (4.2)$$

donde:

Q Factor de comportamiento sísmico que se fija en la sección 5 de las Normas Técnicas de Sismo y en la sección 2.5 de este Manual

c Coeficiente sísmico que se establece en el art. 206 del Reglamento y en la Sección 8.1 de las Normas Técnicas de Sismo; Sección 2.4 de este Manual.

h_i altura del nivel sobre el desplante

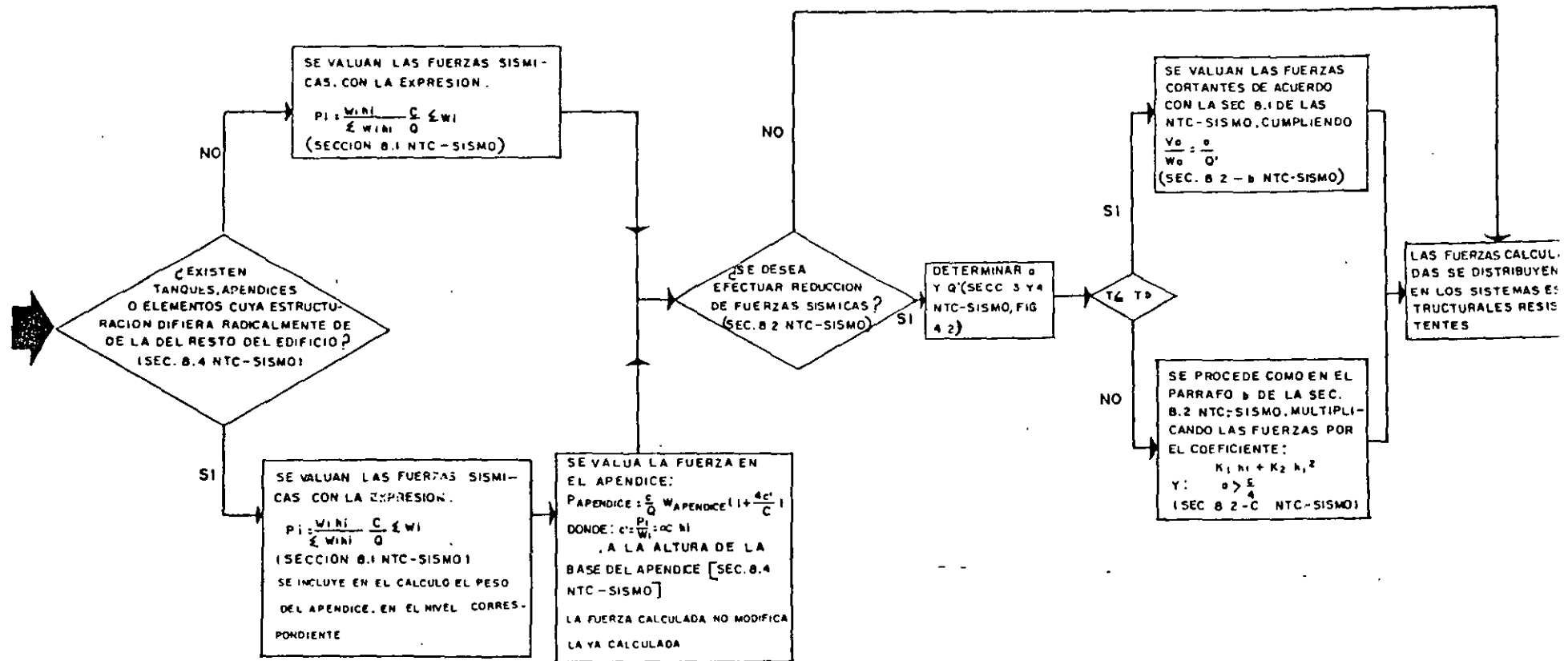
W_i Peso del nivel i

La aplicación de esta expresión se ejemplifica en la Tabla 4.2 para el edificio de la Fig. 2.7.

Los valores de $\bar{X}$, $\bar{Y}$ de la Tabla -- son las coordenadas del centro de gravedad de cada piso, donde se supone están aplicadas las fuerzas P_i .

En el diagrama de flujo de la Fig. 4.8 se muestra el procedimiento de cálculo aplicando el Método Estático de Análisis -- para edificios.

FIG. 4.8 método de análisis sísmico estático de edificios



4.4

112

EJEMPLO A

ANALISIS DE EDIFICIO

Se analiza el edificio mostrado en la Fig. 2.7

$c = 1.5 (0.16) = 0.24$ (Definido en la sección 2.4 de este Manual)

$Q = 2$ tanto en la dirección X como en la Y

(Definido en la sección 2.5 de este Manual)

por lo tanto, los valores $\frac{c}{Q}$ para dise-

ño en las direcciones de análisis son

$$\left(\frac{c}{Q}\right)_x = \left(\frac{c}{Q}\right)_y = \frac{0.24}{2} = 0.12$$

Las fuerzas sísmicas valuadas se presentan en la Tabla 4.2. En la Fig. 4.9 se ilustra su distribución en la altura de la construcción; para las fuerzas actuantes en la dirección X .

TABLA 4.2 DETERMINACION DE LA FUERZA SISMICA, CORTANTE Y UBICACION DE LA FUERZA CORTANTE EN CADA NIVEL DEL EDIFICIO DE LA FIG. 2.7.

a) DIRECCION X

NIVEL O ENTREPISO	W _i (Ton)	h _i (m)	W _i h _i (Ton-m)	P _{ix} (Ton)	V _{ix} (Ton)	$\bar{y}_i$ (m)	P _{ix} $\bar{y}_i$ (Ton-m)	$\sum P_{ix}\bar{y}_i$ (Ton-m)	y_i (m)
5	252	16.00	4032	49.29	49.29	6.50	320.39	320.39	6.50
4	296	13.00	3848	47.04	96.33	6.70	315.17	635.56	6.60
3	296	10.00	2960	36.19	132.52	6.70	242.47	878.03	6.63
2	296	7.00	2072	25.33	157.85	6.70	169.71	1047.74	6.64
1	296	4.00	1184	14.47	172.32	6.70	96.95	1144.69	6.64
SUMAS	1436		14096						

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \frac{c \sum W_i}{Q} \quad (4.2)$$

$$y_i = \frac{\sum P_{ix} \bar{y}_i}{V_{ix}}$$

$$\left(\frac{c}{Q}\right)_x = 0.12$$

b) DIRECCION Y

NIVEL O ENTREPISO	W _i (Ton)	h _i (m)	W _i h _i (Ton-m)	P _{iy} (Ton)	V _{iy} (Ton)	$\bar{x}_i$ (m)	P _{iy} $\bar{x}_i$ (Ton-m)	$\sum P_{iy}\bar{x}_i$ (Ton-m)	x_i (m)
5	252	16.00	4032	49.29	49.29	9.50	468.26	468.26	9.50
4	296	13.00	3848	47.04	96.33	9.90	465.70	933.96	9.70
3	296	10.00	2960	36.19	132.52	9.90	358.28	1292.24	9.75
2	296	7.00	2072	25.33	157.85	9.90	250.77	1543.01	9.78
1	296	4.00	1184	14.47	172.32	9.90	143.25	1686.26	9.79
SUMAS	1436		14096						

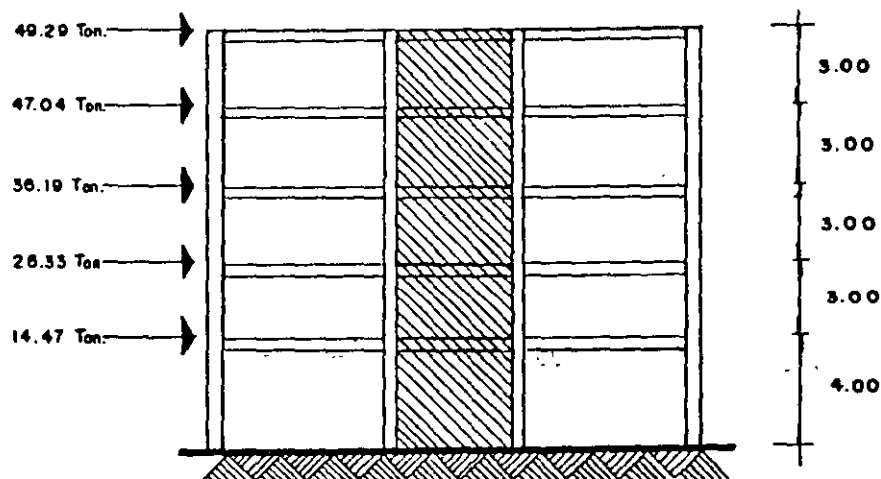
$$x_i = \frac{\sum P_{iy} \bar{x}_i}{V_{iy}}$$

$$\left(\frac{c}{Q}\right)_y = 0.12$$

También, se comprueba que V_o/W_o sea igual a c/Q ; $V_o = \frac{172.32}{1436} = 0.12$; correcto.
inciso 8.2.b. N.T.C.S.

Los valores $\bar{Y}_i$ y $\bar{X}_i$ de la tabla 4.2 corresponden a las coordenadas del centro de carga para cada uno de los entrepisos. Se consideró para este edificio una distribución no uniforme de carga para los entrepisos y carga uniforme en la azotea. Los valores $\bar{Y}_i$ y $\bar{X}_i$ de la misma tabla ubican la posición de la fuerza cortante para cada uno de los niveles de la construcción.

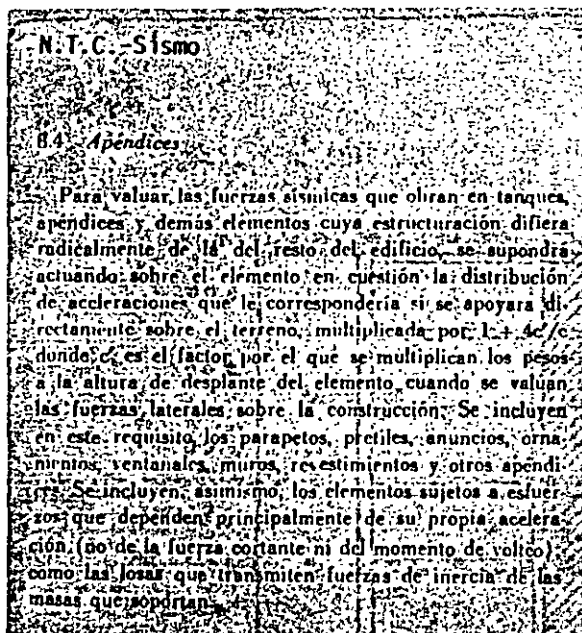
Una vez calculadas las fuerzas por nivel se revisan los desplazamientos de la estructura comparándolos con los valores permisibles, de acuerdo a lo establecido en el art. 209 del R.C.D.F., y lo tratado en la Sección 6.11 de este Manual.



ELEVACION

FIG. 4.9 FUERZAS SISMICAS OBTENIDAS SIN HABER ESTIMADO EL PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA, DIRECCION DEL ANALISIS X (EJEMPLO A).

4.4.1 valuación de fuerzas en apéndices



4.4.1. VALUACION DE FUERZAS EN LOS APEN- DICES.

El análisis de la respuesta sísmica de tanques, apéndices y elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por $1 + 4c'/c$ donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción. Se incluyen en este requisito los parapetos, pteiles, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (so de la fuerza cortante ni del momento de volteo) como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

apéndice se tome igual a la que se debe considerar para evaluar su influencia sobre el conjunto, esto incluye un factor de amplificación, $(1 + 4c'/c)$. Este factor resulta igual a la unidad para elementos que se desplantan directamente sobre el terreno.

En el diagrama de flujo de la Fig. 4.8 se muestra el procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas en apéndices, aplicando el método estático de análisis para edificios.

En el Reglamento de 1976 se diferenciaba el caso de edificios con y sin apéndices, en el nuevo Reglamento el cálculo de fuerzas en los distintos niveles se hace incluyendo la masa de los apéndices y sólo se requiere valuar la fuerza en los apéndices como se estipula en la sección 8.4 de las N.T.C. de Sismo pero sin modificar la fuerza en los niveles.

En la sección 8.4 de las Normas Técnicas Complementarias de Sismo se recomienda que la respuesta para diseño del

4.4.1

EJEMPLO 8.

ANALISIS DE EDIFICIO CON APENDICE

Para ilustrar el análisis de edificio con apéndices se estudiará el edificio de la Fig. 2.8

$c = 0.4$ (Definido en la sección 2.4 de este Manual).

$Q = 3$ tanto en la Dirección X como en la Y. (Definido en la Sección 2.5 de este Manual).

Los valores $\frac{c}{Q}$ para cada una de las direcciones de análisis son:

$$\left(\frac{c}{Q}\right)_x = \left(\frac{c}{Q}\right)_y = \frac{0.4}{3} = 0.13$$

Se comprobará que

$$\frac{V_o}{W_o} = 0.13$$

Sección 8.2-b de las N.T.C. de Sismo.

La valuación de las fuerzas sísmicas en el edificio en la dirección X se presenta en la Tabla 4.2.1. En este ejemplo se considera que el apéndice se encuentra a 3.0 m. de altura en referencia al nivel de su desplante.

NIVEL O ENTREPISO	W_i (TON)	h_i (m)	$W_i h_i$ (Ton-m)	P_{ix} (Ton)	V_{ix} (Ton)
6	10	19	190	2.59	2.59
5	172	16	2752	37.50	40.09
4	270	13	3510	47.84	87.93
3	281	10	2810	38.30	126.23
2	281	7	1967	26.80	153.03
1	281	4	1124	15.32	168.35
SUMAS	1295		12353		

TABLA 4.2.1. DETERMINACION DE LA FUERZA SISMICA Y CORTANTE, ACUANDO EN LA DIRECCION X, EN CADA NIVEL DEL EDIF. DE LA FIG. 2.8.

se verifica que $\frac{V_o}{W_o} = \frac{168.35}{1295} = 0.13$, correcto

A continuación se valúa la fuerza en el apéndice de acuerdo a lo especificado en la sección 8.4 de las NTC-Sismo.

Si el apéndice estuviera apoyado directamente en el suelo, tendría una fuerza sísmica igual a:

$$P'_6 = 0.13 W_6 = 0.13 (10) = 1.3$$

4.4.2

116

Afectando por el factor de amplificación debido al cambio brusco de masa y/o rigidez, la fuerza en el apéndice resulta:

$$P' = 1.3 (1 + 4c'/c)$$

$$c' = \frac{40.09}{182} = 0.22$$

$$P'_6 = 1.3 (1 + 4(0.22)/0.4) = \underline{\underline{4.16 \text{ Ton}}}$$

Esta fuerza no modifica la ya calculada para los niveles de la construcción.

En la Fig. 4.10 se presenta la distribución de las fuerzas sísmicas calculadas, actuando en la dirección X, en la altura de la construcción.

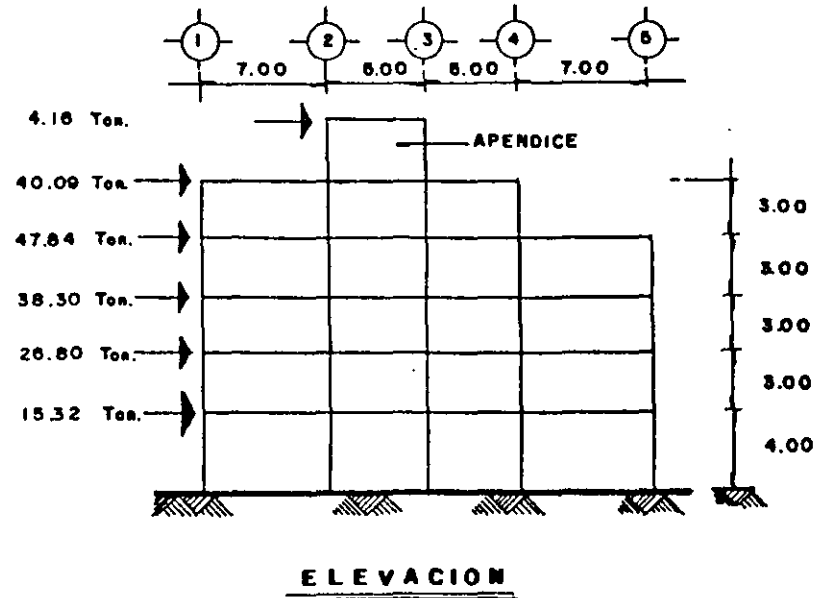


FIG. 4.10 DISTRIBUCION DE FUERZA SISMICAS EN LA ALTURA DE LA CONSTRUCCION DIRECCION ANALISIS X (EJEMPLO B)

4.5 método simplificado de análisis

N.T.C. - Sismo

2.2. Método simplificado de análisis

El método simplificado a que se refiere la sección 7 del presente cuerpo normativo será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

I. En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las normas complementarias correspondientes. Será admisible cierta asimetría en la distribución de los muros cuando existan en todos los pisos dos muros de carga perimetrales paralelos cada uno con longitud al menos igual a la mitad de la dimensión mayor en planta del edificio. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado o madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales.

II. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca la sección 7 de las presentes normas.

III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5, y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

4.5. METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS.

Para ciertas estructuras, cuya altura no debe exceder 13 m, el Reglamento en su art. 203 permite efectuar el análisis sísmico mediante el método simplificado de análisis, con las limitaciones que se plantean en las secciones 2.2 y 7 de las N.T.C. de Sismo.

La aplicación de un método simplificado obedece fundamentalmente al excelente comportamiento sísmico que en general han tenido las estructuras que cumplen con estos requisitos.

Las condiciones que se imponen a las construcciones para que les sea aplicable este método se esquematizan en la fig. 4.11.

Los coeficientes de cortante basal de la Tabla 4.3 se obtuvieron de acuerdo con el método estático de análisis que describe la sección 8 aplicando la reducción que allí se permite en función del valor Q y del periodo fundamental de vibración del inmueble. Se tomó $Q=2$ ó 1.5 según el tipo de muros, de conformidad con las N.T.C. de Sismo. El periodo fundamental se estimó en función de la altura

ra y del tipo de suelo de cimentación. Los coeficientes para edificios en las zonas II y III resultaron muy próximos entre sí, así que se adoptó su promedio para ambas zonas a fin de simplificar la tabla (Instituto de Ingeniería U.N.A.M. comentarios a las N.T.C. de Sismo).

Con este método sólo se necesita verificar que la resistencia al corte en cada dirección es suficiente; no es necesario calcular la distribución de elementos mecánicos en los distintos muros que formen la construcción, tampoco se hace necesario verificar desplazamientos, torsiones y momentos de volteo.

Para ilustrar la aplicación de este método se analiza el edificio de la Fig. -- 2.9, que según lo allí descrito se ubica en la Zona I del D.F., y sus muros son de tabi que rojo recocido.

FIG. 4.1.1 requisitos para la aplicación del método simplificado de análisis sísmico

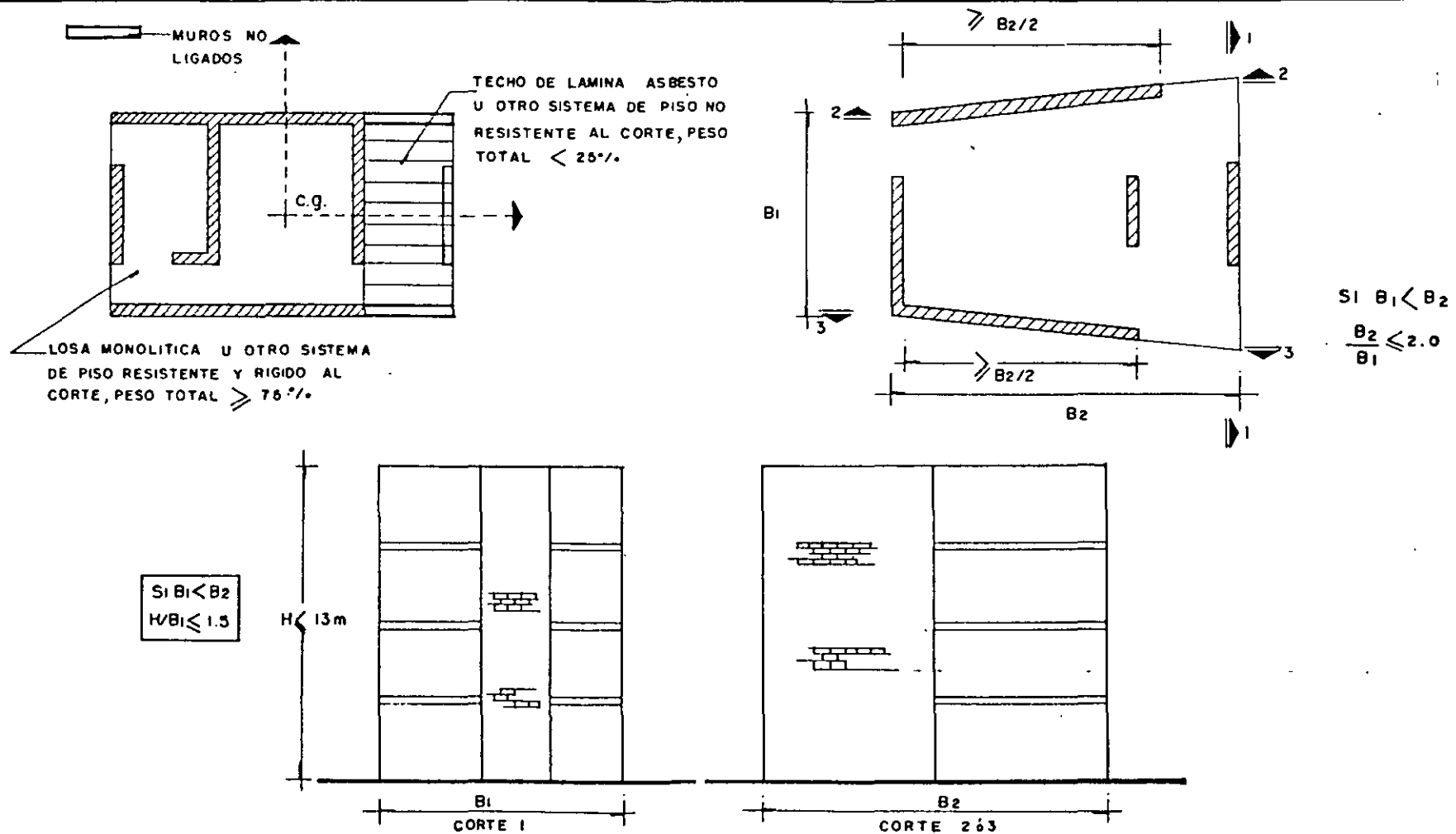


FIG. 4.11 CONDICIONES QUE SE IMPONEN A LAS CONSTRUCCIONES PARA QUE SEA APLICABLE EL METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS SISMICO

N.T.C.-Sismo

7. METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS

(i) Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada según se especifica en el inciso 1 de la sección 8 de las presentes normas, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la tabla 7.1 para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5.

EJEMPLO C.

Para ilustrar la aplicación de este método se utiliza el edificio de la Fig. 2.9.

El peso de cada uno de los entresijos es:

- Para el nivel inferior, $W_1 = 90.0$ Ton
- Para el nivel superior, $W_2 = 65.0$ Ton.

VERIFICACION DE LOS REQUISITOS PARA LA APLICACION DEL METODO (SECCION 2.2 N.T.C. DE SISMO).

En la planta se observa que más del 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros de mampostería de piezas macizas. Existen por planta cuando menos dos muros perimetrales paralelos de 6.50 y 6.0 m en la dirección X, que están ligados a la losa en una longitud mayor o igual que $0.5 (12) = 6.0$ m.

La relación entre longitud y anchura, $12.0/9.0 = 1.33$, es menor a 2.0.

La relación entre altura y la dimensión mínima de la base del edificio, $6.0/9.0 = 0.67$ es menor que 1.5 y la altura del edificio, 6.0 m, no es mayor de 13.0 m.

Como el edificio cumple con todos los requisitos puede aplicarse el método simplificado.

Se clasificó a la estructura por su uso dentro del Grupo B, se construirá sobre terreno firme correspondiente a la Zona I, la altura del edificio es 6.0 m. Con estos datos en la Tabla 4.3 Sección 7, N.T.C.-Sismo, se obtiene que el coeficiente sísmico, reducido por ductilidad, vale 0.08.

Como no hay apéndices, el cálculo se puede efectuar con la expresión 4.6, como se muestra en la Tabla 4.4

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \times C \sum W_i \quad (4.6)$$

4.5

N.T.C.-Sismo

Coefficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondientes a estructuras del grupo B

ZONA	MUROS DE PIEZAS MACIZAS O DIAFRAGMAS DE MADERA CONTRALAPADA			MUROS DE PIEZAS HUECAS O DIAFRAGMAS DE BUELAS DE MADERA*		
	ALTURA DE LA CONSTRUCCION			ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

* Diafragma de bueles de madera lacilladas o sistemas de marco formados por bueles de madera verticales u horizontales arriostrados con elementos de madera maciza.

TABLA 4.3 = TABLA 7.1 N.T.C.-SISMO

NIVEL 0 ENTREPISO	W _i (Ton)	h _i (m)	W _i h _i (Ton-m)	P _i (Ton)	V _i (Ton)
2	65.0	6.0	390	7.33	7.33
1	90.0	3.0	270	5.07	12.4
SUMAS	155.0		660		

TABLA 4.4

FUERZAS SISMICAS Y CORTANTES PARA EL EDIFICIO
DE LA FIG. 2.9

4.2 reducción de fuerzas sísmicas (aplicación)

4.2. REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS (APLICACION).

En la sección 4.2. de este Manual se definen los requisitos que las estructuras deben cumplir para la aplicación de este método.

Como ilustración se examinará si es posible reducir las fuerzas sísmicas obtenidas para el edificio del ejemplo A. Los valores de las rigideces que se utilizan se obtuvieron de un análisis elástico de la estructura, con ayuda de un programa de computadora.

Es importante aclarar que el proceso de reducción de fuerzas no modifica la posición de las fuerzas cortantes ya calculadas.

EJEMPLO A

Se estiman a continuación el periodo fundamental del edificio del ejemplo A, Fig. 2.7, los valores se consignan en la Tabla 4.5

DIRECCION X								
NIVEL O ENTREPISO	W_i (Ton)	P_{ix} (Ton)	V_{ix} (Ton)	R_{ix} (Ton/cm)	V_{ix}/R_{ix} (cm)	X_{ix} (cm)	$W_i X_{ix}^2$	$P_{ix} X_{ix}$
5	252	49.29	49.29	226	0.218	2.581	1678.71	127.22
4	296	47.04	96.33	264	0.365	2.363	1652.80	111.16
3	296	36.19	132.52	266	0.498	1.998	1181.63	72.31
2	296	25.33	157.85	262	0.602	1.500	666.00	38.00
1	296	14.47	172.32	192	0.898	0.898	233.70	12.99
SUMAS							5417.84	361.68

TABLA 4.5 ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO DEL EJEMPLO "A"

4.2 aplicación

22

DIRECCION Y								
NIVEL O ENTREPISO	W _i (Ton)	P _{iy} (Ton)	V _{ix} (Ton)	R _{iy} (Ton/cm)	V _{iy} /R _{iy} (cm)	X _{iy} (cm)	W _i X _{iy} ²	P _{iy} X _{iy}
5	252	49.29	49.29	164	0.301	3.211	2898.25	158.27
4	296	47.04	96.33	185	0.521	2.910	2506.56	136.89
3	296	36.19	132.52	195	0.680	2.389	1689.37	86.46
2	296	25.33	157.85	198	0.797	1.709	864.52	43.29
1	296	14.47	172.32	189	0.912	0.912	246.20	13.20
SUMAS							7904.90	438.11

TABLA 4.5 ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO DEL EJEMPLO "A"

NOTA: Los valores de V_i/R_i son los desplazamientos de entrepiso que, acumulados, dan los desplazamientos totales X_i.

A continuación se revisa si es posible reducir las fuerzas sísmicas en la dirección x.

Sustituyendo los valores obtenidos en la Tabla 4.5 en la expresión 4.1 se tiene

$$T = 6.3 \left[\frac{\sum W_i X_{ix}^2}{9 \sum P_{ix} X_{ix}} \right]^{\frac{1}{2}} = 6.3 \left[\frac{5417.84}{981(361.68)} \right]^{\frac{1}{2}} = 0.78 \text{ seg.}$$

De la tabla 3.1 de las N.T.C. de Sismo, sección 4.1 de este manual, se obtienen los valores T_a, T_b y r; para este edificio desplantado en zona I, se tiene

$$T_a = 0.2 \quad T_b = 0.6 \quad r = \frac{1}{2}$$

4.2 aplicación

como resulta que el periodo fundamental, T , de la estructura es mayor que T_b el Reglamento permite la reducción de fuerzas, por tanto la ordenada del espectro de diseño será

$$a = qc \quad \text{donde } q = (T_b/T)^r = \left(\frac{0.6}{0.78}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.88$$

por tanto $a = qc = 0.88 (0.24) = 0.21 > \frac{c}{4}$: especificado en el inciso c sección 8.2 de las N.T.C. de Sismo.

y $Q' = Q = 2.0$ por ser $T > T_a$

$$a/Q = 0.21/2.0 = 0.11$$

A continuación se procede al cálculo de las fuerzas sísmicas reducidas de acuerdo al inciso b de la sección 8.2 de las N.T.C. de Sismo pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome proporcional al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente igual a $K_1 h_i + K_2 h_i^2$, siendo

$$K_1 = q (1-r (1-q)) \sum W_i / (\sum W_i h_i); \quad K_2 = 1.5 r q (1-q) \sum W_i / (\sum W_i h_i^2)$$

las fuerzas sísmicas reducidas se presentan en la Tabla 4.6 en la Fig. 4.12 se muestra la distribución de éstas en la altura del edificio.

NIVEL O ENTREPISO	W_i	h_i	$W_i h_i$	$W_i h_i^2$	K_1	K_2	$K_1 h_i$	$K_2 h_i^2$	$K_1 h_i + K_2 h_i^2$	FZAS. SÍSMICAS REDUCIDAS (Ton)	V (Ton)
5	252	16.0	4032	64512	0.08427	6.961×10^{-4}	1.3483	0.1782	1.5265	42.31	42.31
4	296	13.0	3848	50024			1.0955	0.1176	1.2131	30.50	81.81
3	296	10.0	2960	29600			0.8427	0.0696	0.9123	29.70	111.51
2	296	7.0	2072	14504			0.5899	0.0341	0.6240	20.32	131.83
1	296	4.0	1184	4736			0.3371	0.0111	0.3482	11.34	143.17
SUMAS	1436		14096	163376							

$K_1 = 0.88 (1 - 0.5 (1 - 0.88)) (1436 / 14096) = 0.08427$
 $K_2 = 1.5 (0.5) (0.88) (1 - 0.88) 1436 / 163376 = 6.961 \times 10^{-4}$
 $P_i = W_i (K_1 h_i + K_2 h_i^2) \frac{a}{Q'}$

TABLA 4.6. REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS PARA EL EDIFICIO DE LA FIG. 2.7
EJEMPLO A, DIRECCION X.

4.2 aplicación

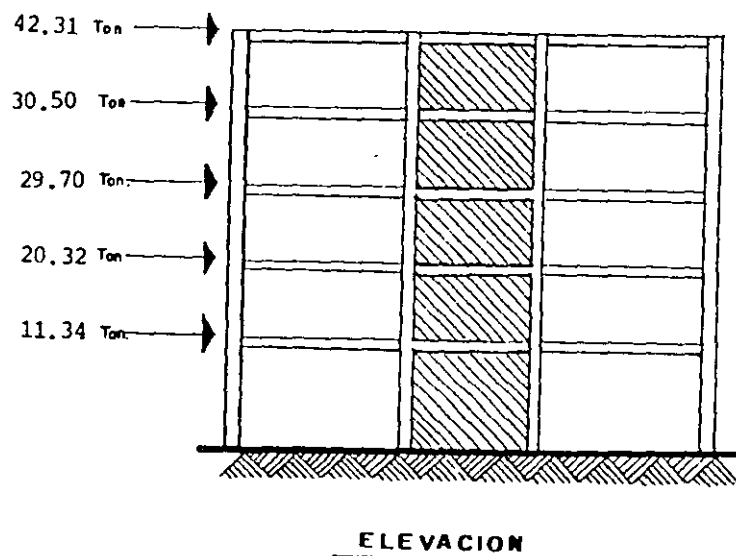
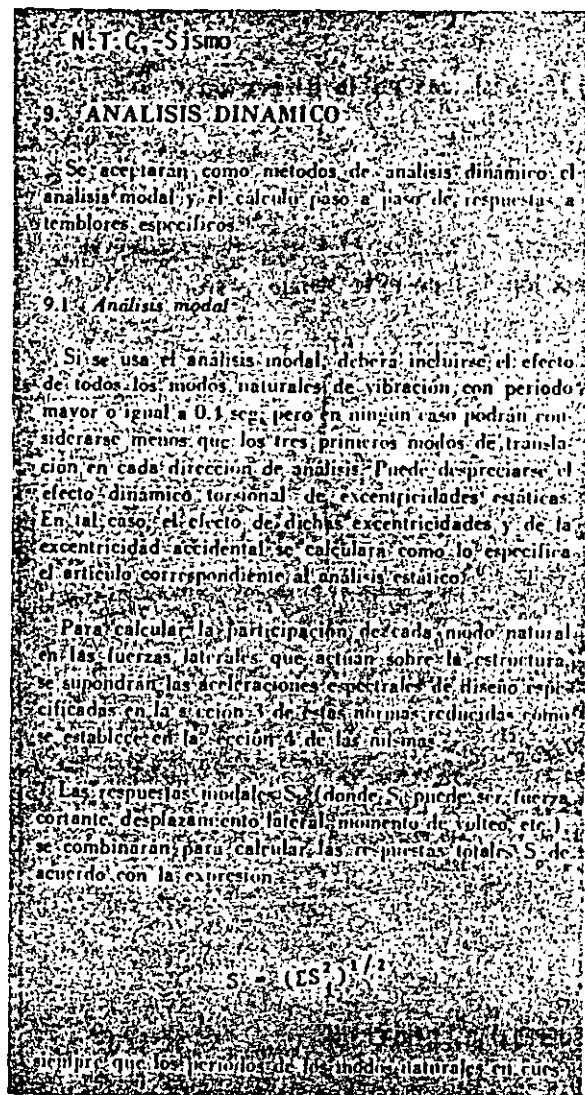


FIG. 4.12 FUERZAS SISMICAS REDUCIDAS PARA EL EDIFICIO DE LA FIG. 2.7 DIRECCION DE ANALISIS X (EJEMPLO A).

4.6 análisis dinámico

4.6.1 análisis modal

126



4.6. ANALISIS DINAMICO.

En la sección 2.1 de las N.T.C. de Sismo se establece que toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico, pero con carácter obligatorio aquellas que su altura exceda de 60 m. Los métodos aceptados de análisis dinámico son, de acuerdo a la sección 9 de las N.T.C. de Sismo, el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, con las salvedades -- que se plantean en la sección A6 de las mismas Normas.

4.6.1. ANALISIS MODAL.

Este método es de aplicación general cuando se requiere determinar la respuesta lineal de estructuras de varios grados de libertad; se basa en el hecho de que la respuesta total es la superposición de las respuestas de los diferentes modos naturales de vibración.

De acuerdo a la sección 9.1 de la N.T.C. de Sismo si se aplica este procedimiento de análisis deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 Seg.; en ningún caso podrán considerarse menos -- que los tres primeros modos de translación -- en cada dirección de análisis.

Una vez que se han determinado los modos de vibrar que tiene el edificio es necesario combinarlos para conocer el comportamiento de la estructura ante una excitación dinámica específica tomando en cuenta la contribución de cada modo. La respuesta final será la combinación de las respuestas independientes de cada uno de los modos, multiplicadas por un factor denominado coeficiente de participación, dado en la siguiente expresión

$$C_m = \frac{\sum_{i=1}^n m_i Z_{im}}{\sum_{i=1}^n m_i Z_{im}^2} \quad (4.7)$$

4.6.1

127

ción difieran al menos 10% entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados habrán de multiplicarse por Q para calcular efectos de segundo orden así como para verificar que la estructura no alcanza ninguno de los estados límite de servicio a los que se refiere el capítulo VI, título VI del Reglamento.

donde

m_i masa del nivel "i"
 Z_{im} desplazamiento de la masa "i" en el modo "m"
 n número de niveles.

con este coeficiente de participación se calculan las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante; desplazamiento lateral, momento de volteo, etc) y se combinarán como lo establece la sección 9.1 de las N.T.C. de sismo, para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión

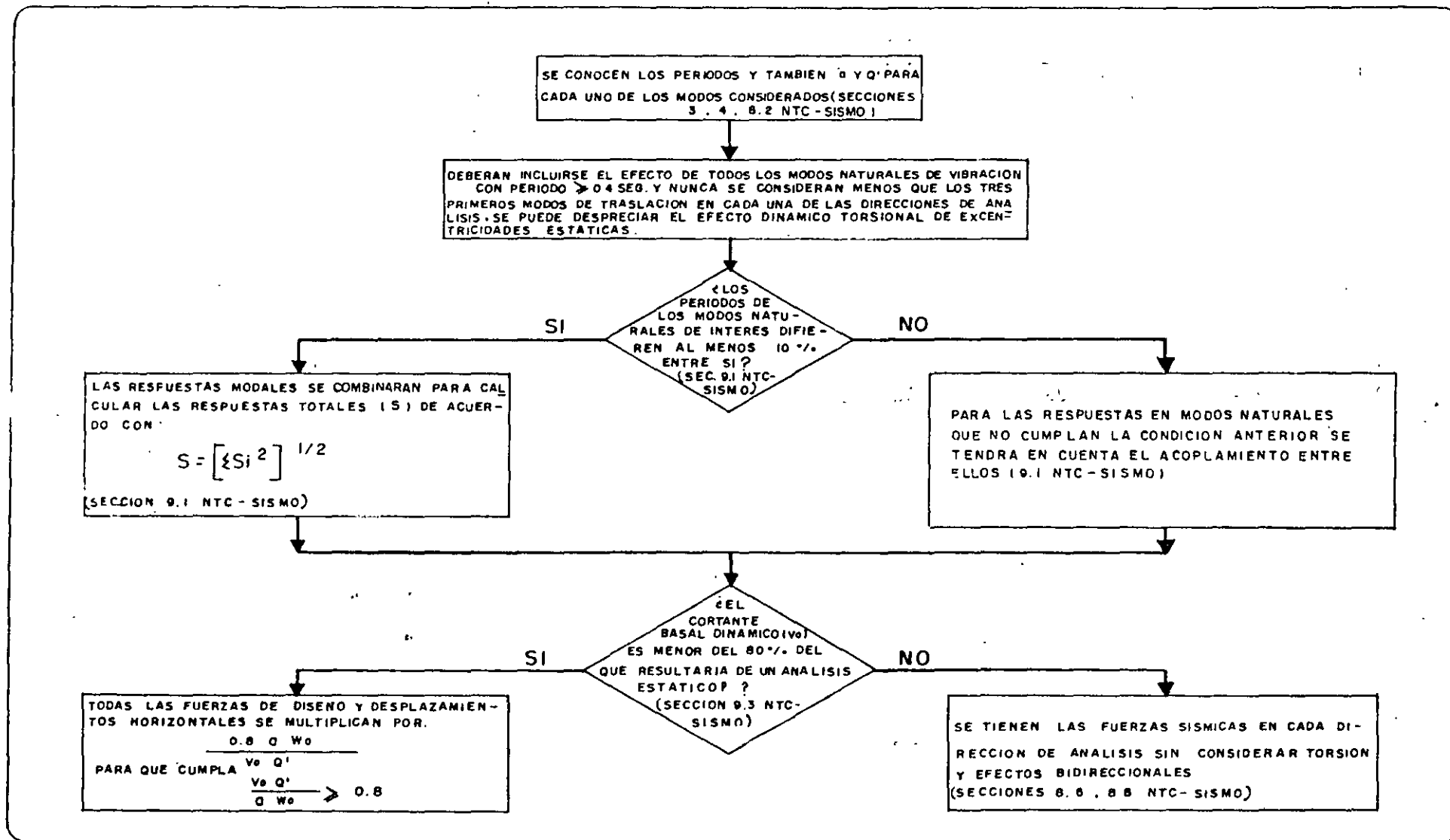
$$S = (\sum S_i^2)^{1/2}$$

Esta expresión es aplicable mientras disten lo suficiente entre sí las frecuencias de los modos naturales de vibración que contribuyen significativamente a las respuestas de diseño; los periodos de los modos naturales en cuestión deberán diferir al menos 10% entre sí según se establece en la sección 9.1 de las N.T.C. de Sismo.

En el diagrama de flujo de la Fig. 4.13 se muestra el procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas aplicando el método de Análisis dinámico modal.

La fuerza cortante basal calculada con este método de análisis no deberá ser menor que 80% de la que arrojaría un análisis estático. Esta revisión se efectúa en la sección 4.6.3 de este Manual.

FIG. 4.13 método de análisis dinámico modal



EJEMPLO D.

Se efectuará el análisis sísmico dinámico modal de la estructura mostrada en la Fig. 2.10 en la dirección x exclusivamente. El edificio se ha clasificado como del Grupo A, que se construirá en la zona III y que es aplicable un factor de comportamiento sísmico $Q=2.0$ (Sección 2.6 de este Manual). Los modos y frecuencias que ha continuación se presentan se obtuvieron con un programa de computadora, éstos pueden ser obtenidos por otros métodos, como los que se dan en la Ref. 4.8.

$$w_1^2 = 72.9 \text{ seg}^{-2} \quad x_1 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.914 \\ 2.685 \\ 3.237 \\ 3.552 \end{bmatrix}$$

$$T_1 = 0.736 \text{ seg.}$$

$$w_2^2 = 767 \text{ seg}^{-2} \quad x_2 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.278 \\ 0.669 \\ -0.427 \\ -1.345 \end{bmatrix}$$

$$T_2 = 0.227 \text{ seg}$$

$$w_3^2 = 2710 \text{ seg}^{-2} \quad x_3 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.278 \\ -0.896 \\ -0.533 \\ 0.905 \end{bmatrix}$$

$$T_3 = 0.121 \text{ seg}$$

De acuerdo a lo expuesto en la sección 4.1. y 2.4 de este Manual los datos para determinar el espectro de diseño se obtienen de la Tabla 3.1 de las N.T.C. de Sismo, y para este caso son:

$$c = 0.6$$

$$T_a = 0.6$$

$$T_b = 3.9$$

$$r = 1.0$$

Para el primer modo se encuentra que T_1 está comprendido entre T_a y T_b por lo que $a_1 = c = 0.6$ y $Q_1^1 = Q = 2.0$ según las secciones 3 y 4.1 de las N.T.C. de Sismo.

Los periodos $T_2 = 0.227 \text{ seg.}$ y $T_3 = 0.121 \text{ seg.}$ de los modos segundo y tercero, respectivamente, son menores que T_a ; por tanto

$$a = (1 + 3T/T_a) c/4$$

y

$$Q^1 = 1 + (T/T_a) (Q-1)$$

entonces

$$a_2 = \left[1 + 3 (0.227) / 0.6 \right] \frac{0.6}{4} = 0.320$$

$$Q_2^1 = 1 + (0.227 / 0.6) (2-1) = 1.38$$

y

$$a_3 = \left[1 + 3 (0.121) / 0.6 \right] \frac{0.6}{4} = 0.241$$

$$Q_3^1 = 1 + (0.121 / 0.6) (2-1) = 1.20$$

4.6 I

130

Como los valores a_i están expresados como fracción de g , las aceleraciones espectrales de diseño, A_i , están dadas por

$$A_1 = 0.6 \times 981/2.0 = 294.3 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_2 = 0.320 \times 981/1.38 = 227.5 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_3 = 0.241 \times 981 / 1.20 = 197.0 \text{ cm/seg}^2$$

donde se ha considerado $g = 981 \text{ cm/seg}^2$

Los coeficientes de participación se calculan con la ecuación 4.7. Los valores de las masas son:

$$m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = 0.2997 \frac{\text{Ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$$

$$\text{y } m_5 = 0.242 \frac{\text{Ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$$

por lo tanto.

$$C_1 = \frac{(0.2997 \times 1.0 + 0.2997 \times 1.914 + 0.2997 \times 2.685 + 0.2997 \times 3.237 + 0.242 \times 3.552)}{(0.2997 \times 1.0^2 + 0.2997 \times 1.914^2 + 0.2997 \times 2.685^2 + 0.2997 \times 3.237^2 + 0.242 \times 3.552^2)}$$

$$C_1 = 0.360$$

y con el mismo procedimiento los valores de C_2 y C_3 resultan

$$C_2 = 0.304$$

$$C_3 = 0.205$$

4.6.1

los desplazamientos máximos de las masas en el modo j , U_j , y los desplazamientos de entrepiso correspondientes, δU_j , resultan al aplicar la expresión:

$$U_{ji \max} = A_j C_j X_{ij} / W_j^2$$

en donde X_{ij} es la amplitud del desplazamiento de la masa m_i en el modo j

$$U_1 = \frac{294.3 \times 0.360}{72.9} \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.914 \\ 2.685 \\ 3.237 \\ 3.552 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.4533 \\ 2.7817 \\ 3.9022 \\ 4.7044 \\ 5.1622 \end{bmatrix} ; \quad \delta U_1 = \begin{bmatrix} 1.4533 \\ 1.3284 \\ 1.1205 \\ 0.8022 \\ 0.4578 \end{bmatrix}$$

$$U_2 = \frac{227.5 \times 0.304}{767} \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.278 \\ 0.669 \\ -0.427 \\ -1.345 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0902 \\ 0.1152 \\ 0.0603 \\ -0.0385 \\ -0.1213 \end{bmatrix} ; \quad \delta U_2 = \begin{bmatrix} 0.0902 \\ 0.0250 \\ -0.0549 \\ -0.0988 \\ -0.0828 \end{bmatrix}$$

$$U_3 = \frac{197.0 \times 0.205}{2710} \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.278 \\ -0.896 \\ -0.533 \\ 0.905 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0149 \\ 0.0041 \\ -0.0134 \\ -0.0079 \\ 0.0135 \end{bmatrix} ; \quad \delta U_3 = \begin{bmatrix} 0.0149 \\ -0.0108 \\ 0.0175 \\ 0.0055 \\ 0.0214 \end{bmatrix}$$

4.6.1

32

Todos los valores de desplazamiento están dados en cm.

La fuerza cortante V_{ij} en el entrepiso i , se calcula multiplicando el desplazamiento del entrepiso δ_{ij} por la rigidez respectiva K_j

Los valores de rigidez son:

$$K_1 = 255 \text{ Ton/cm}$$

$$K_2 = 255 \text{ Ton/cm}$$

$$K_3 = 249 \text{ Ton/cm}$$

$$K_4 = 244 \text{ Ton/cm}$$

$$K_5 = 207 \text{ Ton/cm}$$

Con los resultados de desplazamientos obtenidos se encuentra:

$$V_{11} = 255 \times 1.4533 = 370.59 \text{ Ton.}$$

$$V_{21} = 255 \times 1.3284 = 338.74 \text{ Ton.}$$

$$V_{31} = 249 \times 1.1205 = 279.00 \text{ Ton.}$$

$$V_{41} = 244 \times 0.8022 = 195.74 \text{ Ton.}$$

$$V_{51} = 207 \times 0.4578 = 94.76 \text{ Ton.}$$

$$V_{12} = 255 \times 0.0902 = 23.00 \text{ Ton.}$$

$$V_{22} = 255 \times 0.0250 = 6.38 \text{ Ton.}$$

$$V_{32} = 249 \times -0.0549 = -13.67 \text{ Ton.}$$

$$V_{42} = 244 \times -0.0988 = -24.11 \text{ Ton.}$$

$$V_{52} = 207 \times -0.0828 = -17.14 \text{ Ton.}$$

$$V_{13} = 255 \times 0.0149 = 3.80 \text{ Ton.}$$

$$V_{23} = 255 \times -0.0108 = -2.75 \text{ Ton.}$$

$$V_{33} = 249 \times 0.0175 = 4.36 \text{ Ton.}$$

$$V_{43} = 244 \times 0.0055 = 1.34 \text{ Ton.}$$

$$V_{53} = 207 \times 0.0214 = 4.43 \text{ Ton.}$$

Para estimar la respuesta debida a la combinación de todos los modos se emplea la ecuación $S = (\sum S_i^2)^{1/2}$. Para los cortantes V_i y los desplazamientos relativos δ_i en cada entrepiso i , se obtiene:

$$V_1 = (370.59^2 + 23.00^2 + 3.80^2)^{1/2} = 371.32 \text{ Ton.}$$

$$V_2 = (338.74^2 + 6.38^2 + 2.75^2)^{1/2} = 338.81 \text{ Ton.}$$

$$V_3 = (279.00^2 + 13.67^2 + 4.36^2)^{1/2} = 279.37 \text{ Ton.}$$

$$V_4 = (195.74^2 + 24.11^2 + 1.34^2)^{1/2} = 197.22 \text{ Ton.}$$

$$V_5 = (94.76^2 + 17.14^2 + 4.43^2)^{1/2} = 96.40 \text{ Ton.}$$

$$\delta_1 = (1.4533^2 + 0.0902^2 + 0.0149^2)^{1/2} = 1.46 \text{ cm.}$$

$$\delta_2 = (1.3284^2 + 0.0250^2 + 0.0108^2)^{1/2} = 1.33 \text{ cm.}$$

$$\delta_3 = (1.1205^2 + 0.0549^2 + 0.0175^2)^{1/2} = 1.12 \text{ cm.}$$

$$\delta_4 = (0.8022^2 + 0.0988^2 + 0.0055^2)^{1/2} = 0.81 \text{ cm.}$$

$$\delta_5 = (0.4578^2 + 0.0828^2 + 0.0214^2)^{1/2} = 0.47 \text{ cm.}$$

y aplicando el mismo criterio los desplazamientos totales calculados con fuerzas reducidas resultan

$$\Delta_1 = (1.4533^2 + 0.0902^2 + 0.0149^2)^{1/2} = 1.46 \text{ cm.}$$

$$\Delta_2 = (2.7817^2 + 0.1152^2 + 0.0041^2)^{1/2} = 2.78 \text{ cm.}$$

$$\Delta_3 = (3.9022^2 + 0.0603^2 + 0.0134^2)^{1/2} = 3.90 \text{ cm.}$$

$$\Delta_4 = (4.7044^2 + 0.0385^2 + 0.0079^2)^{1/2} = 4.70 \text{ cm.}$$

$$\Delta_5 = (5.1622^2 + 0.1213^2 + 0.0135^2)^{1/2} = 5.16 \text{ cm.}$$

Los desplazamientos de diseño se obtienen multiplicando estos valores por Q . En la sección 6.1.1 de este Manual se revisan los desplazamientos comparándolos con los valores permisibles como lo especifica el art. 209 del R.C.D.F.

4.6.2 análisis paso a paso

N.T.C.-Sismo

9.2. Análisis paso a paso

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan el Reglamento y estas normas, y que se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

4.6.2. ANALISIS PASO A PASO.

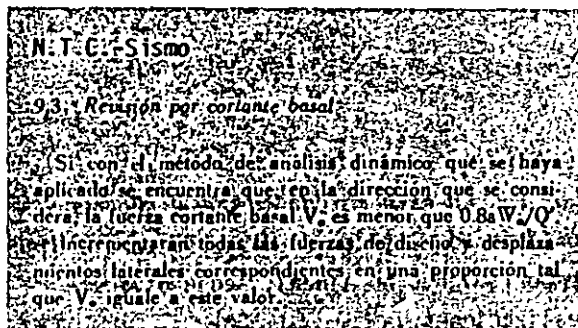
Para aplicar este método se exige en la sección 9.2 de las N.T.C. de sismo que se usen no menos de cuatro movimientos representativos. Con esto se pretende evitar que se adopten diseños que puedan resultar inseguros porque la estructura en cuestión sea poco sensible a las características detalladas de un temblor particular, pero responda en condiciones mas desventajosas ante otro, que difiera en los detalles, pero que sea representativo de la misma intensidad, duración y contenido de frecuencia que el primero.

Hay programas de computadora para poder aplicar este método; sin embargo, se requiere de tiempos de computadora muy grandes para analizar un edificio, por lo que en general no se aplica para fines de diseño sino mas bien para fines de revisión del comportamiento de edificios que han sido sometidos a sismos intensos y han tenido o no daños importantes.

En este método se puede suponer comportamiento elástico de la estructura o bien comportamiento no lineal, según diversas idealizaciones.

La fuerza cortante basal calculada con este método de análisis no deberá ser menor que 80% de la que arrojaría un análisis estático.

4.6.3 revisión por cortante basal



4.6.3. REVISION POR CORTANTE BASAL.

EJEMPLO D.

Se verifica que el cortante basal calculado para el edificio de la Fig. 2.10 con el método de análisis dinámico modal no exceda el 80% del que arrojaría un análisis estático de acuerdo con lo establecido en la Sección 9.3 de las N.T.C. de Sismo.

El periodo fundamental de vibración para el edificio, calculado de acuerdo a la Sección 8.2 de las N.T.C. de Sismo y utilizando las fuerzas que se obtuvieron de un análisis estático resultó de 0.737 seg; este valor se encuentra comprendido entre T_a y T_b del espectro de diseño por lo que $a = c = 0.6$ y $Q_1 = 2.0$ según las secciones 3 y 4.1 de las N.T.C. de Sismo

El peso de la construcción W_o , es de 1413 Ton., por tanto,

$$\frac{0.8 a W_o}{Q_1} = \frac{0.8 (0.6) (1413)}{2.0} = 339.12 \text{ Ton.}$$

$V_o = 371.32 \text{ Ton.}$, obtenido en el análisis sísmico modal en la sección -- 4.6 de este Manual.

Como resultó V_o mayor que $\frac{0.8 a W_o}{Q_1}$

no es necesario efectuar el ajuste establecido porque la estructura cumple con este requisito.

4.7 interaccion suelo - estructura

N.T.C.-Sismo	
APENDICE	
A1. ALCANCE	
Para el diseño de estructuras ubicadas en las zonas II o III, será permisible tener en cuenta los efectos de los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y de la interacción suelo-estructura. Cuando así se proceda se aplicarán al cuerpo principal de las presentes normas técnicas complementarias las modificaciones que contiene el presente apéndice. En todos los aspectos que no cubre este apéndice son aplicables las demás disposiciones de las normas técnicas complementarias.	
A2. NOTACION ADICIONAL	
Se emplean aquí los símbolos del cuerpo principal de estas normas, así como otros, entre los cuales los más importantes son:	
A (m^2)	= área de la superficie neta de cimentación
G (ton/m^2)	= módulo de rigidez del suelo
H (metros)	= profundidad de los depósitos firmes, profunda medida desde la superficie del terreno
I (m^4)	= momento de inercia de la superficie neta de cimentación con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza
J ($ton \cdot m^2$)	= momento de inercia neta del peso de la construcción con respecto al eje centroidal de su base y perpendicular a la dirección que se analiza, descontando el momento de inercia del peso del suelo desplazado por la infraestructura
K ($ton \cdot m$)	= rigidez de la cimentación al giro, debida a la rigidez axial de un sistema de pilotes de punta
K_s ($ton \cdot m/radian$)	= rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en rotación con respecto al eje centroidal de la base y perpendicular a la dirección que se analiza
K_v (ton/m)	= rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en dirección vertical
K_h (ton/m)	= rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en la dirección que se analiza
M_o ($ton \cdot m$)	= momento de volco basal
R_e (metros)	= radio equivalente para cálculo de K_s
R_x (metros)	= radio equivalente para cálculo de K_v y de K_h

4.7. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

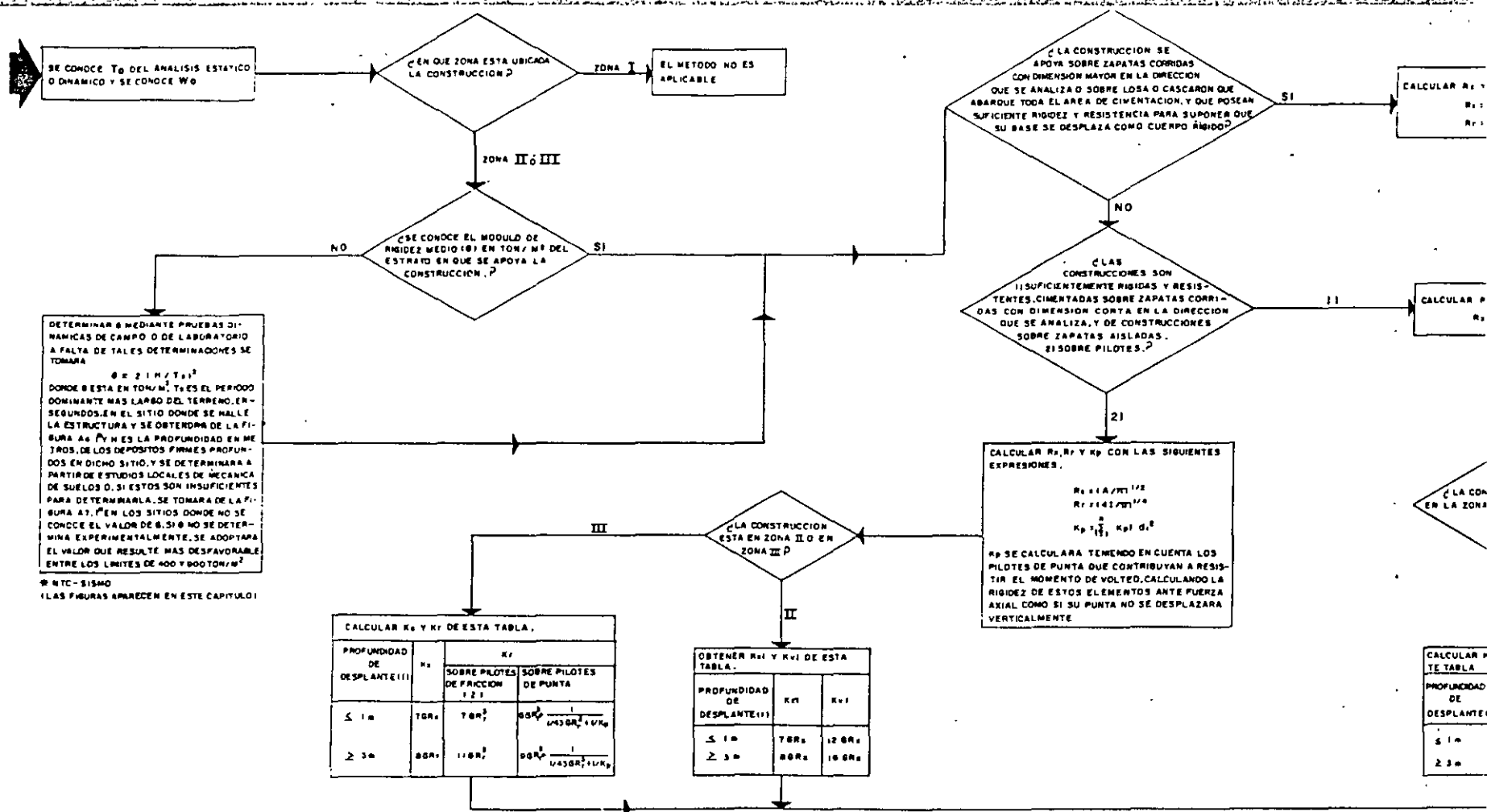
En la sección 2.1 de las N.T.C. de Sismo se establece que para las estructuras ubicadas en las Zonas II o III, como se definen en el Art. 219 del Reglamento, será admisible tener en cuenta los efectos de los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y de la interacción suelo-estructura de acuerdo con el alcance de las disposiciones establecidas en el apéndice A de las N.T.C.-Sismo

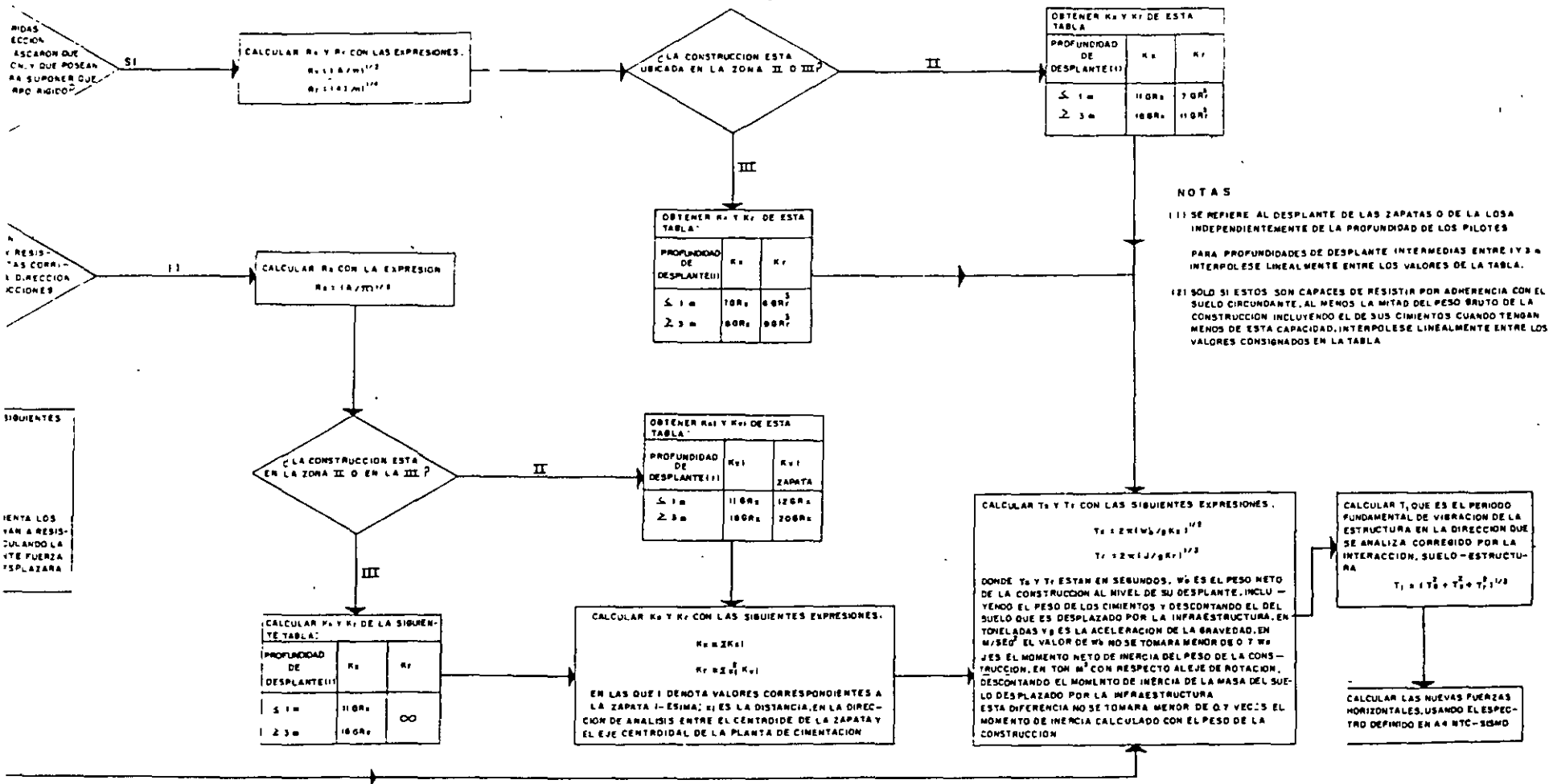
La interacción suelo-estructura se encuentra limitada a aplicarse al periodo del modo fundamental de vibración en la dirección de análisis (Ver Fig. 4.3). También reconoce la dependencia de los espectros en cada sitio con respecto al periodo dominante más largo que lo caracteriza, según se establece en la Sección A-4 de las N.T.C. Sismo; estos espectros se muestran en el diagrama de la Fig. 4.2.

Si se aplica el análisis estático

FIG.4.14 interacción suelo - estructura [A-7 NTC-SISMO]

138





N.T.C. Sismo	
T_1 (segundos)	periodo fundamental de vibración que tendría la estructura en la dirección que se analiza, si se descargara sobre una rigidez
T_1 (segundos)	periodo fundamental de vibración de la estructura calculado teniendo en cuenta la interacción de esta con el terreno
T_n (segundos)	periodo natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto al eje centroidal horizontal perpendicular a la dirección que se analiza
T_d (segundos)	periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés
T_n (segundos)	periodo natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera desplazarse en la dirección que se analiza
W (toneladas)	valor de W al nivel de diseño de la estructura incluyendo el peso de sus miembros y descontando el peso del suelo desplazado por la estructura

N.T.C. Sismo

A3 DEL TIPO DE ANALISIS

Solamente serán aplicables los métodos estático y dinámico a que se refiere la sección 2 de estas normas complementarias y con las limitaciones que allí se establecen.

A1 ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica la sección 9 de estas normas, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad; la que se especifica en la sección 3.

El periodo fundamental de vibración de la estructura se calculará teniendo en cuenta su interacción con el terreno, como se especifica en la sección A7.

Para estructuras ubicadas en sitios para los que se desconoce el periodo dominante más largo del sitio, el coeficiente c se obtiene del artículo 206 del Reglamento, salvo que en las partes sombreadas de la figura 3.1 se tomara $c = 0.4$ para las estructuras del grupo B, y 0.6 para las del A. Para los sitios en que se desconoce dicho periodo, T_d , T_1 y T_n se consignarán en la tabla 3.1. En sitios en que se conozca el periodo dominante más largo del terreno, T_d , y que se hallen en las partes sombreadas de la figura 3.1, también se adoptará $c = 0.4$ para las estructuras del grupo B, y 0.6 para las del A. Fuera de las partes sombreadas se adoptará $c = 0.4$ para las estructuras del grupo B, y 0.6 para las del A.

$$C = \frac{1.6T_n}{T_d + T_n}$$
$$C = \frac{1.6T_n}{T_d + T_n}$$

que se describe en la Sección 8 de las N.T.C.-Sismo y se considera el efecto de la interacción suelo-estructura se tomarán en cuenta las disposiciones planteadas en la sección A-5, esquematizadas en el diagrama de flujo de la Fig. 4.8. Si se aplica el método de análisis dinámico el procedimiento se regirá por las disposiciones que se plantean en la Sección A-6, esquematizado en el diagrama de flujo de la Fig. 4.13.

El método de análisis simplificado se excluye de los métodos en los cuales se toma en cuenta el efecto de la interacción suelo estructura, ya que no hace la consideración explícita de los periodos naturales de vibración.

El procedimiento de análisis cuando se aplica interacción suelo-estructura se esquematiza en el diagrama de flujo de la Fig. 4.14.

para las estructuras del grupo B, y 1.5 veces este valor para las del A. T_s está en segundos; en estos sitios se tomara $T_s = 0.6T_s$ en la zona II, $T_s = 0.35T_s$, pero no menor que 0.05, en la III, y $T_s = 1.2T_s$ en ambas zonas. El valor de T_s se tomara de la figura A-1 o se determinara a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y propiedades locales del suelo y reciban aprobación del Departamento.

A5. ANALISIS ESTATICO

Será aplicable el método que describe la sección 8 de las presentes normas siempre que la estructura no exceda de 60 m de alto, tomando en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura con las siguientes salvedades:

I. En el cálculo del valor aproximado del periodo fundamental de vibración T_s se incluirán las contribuciones provenientes de interacción suelo-estructura debidas a desplazamiento horizontal y rotación de la base de la construcción. Tales contribuciones se calcularán como establece la sección A7 de las presentes normas.

II. Si T_s es menor o igual que T_s se procederá como en el inciso 1 de la sección 8 pero de tal manera que la relación V/W sea igual a a/Q calculándose a y Q como se especifica respectivamente en las secciones A4 y A6 de las presentes normas.

III. Si T_s es mayor que T_s se procederá como en el inciso II pero tomando las fuerzas laterales proporcionales al coeficiente que marca el párrafo c del inciso 2 de la sección 8.

IV. En el cálculo de solicitaciones y fuerzas internas se tomarán en cuenta los efectos de desplazamientos y rotaciones de la base como lo especifica la sección A7 de estas normas así como los debidos a las deformaciones axiales de muros y columnas cuando estos efectos sean significativos. No será necesario incluir estas contribuciones en la revisión de los estados límite de deformaciones laterales y de rotura de vidrios, mas si en el cálculo de los efectos de segundo orden, en el de separación entre la construcción y sus linderos contiguos vecinos o en juntas de construcción entre cuerpos de un mismo edificio.

A6. ANALISIS DINAMICO

Serán aplicables los métodos que especifica la sección 9 de las presentes normas con las siguientes salvedades:

Se tomará en cuenta la interacción suelo-estructura. Cuando se emplee el método de análisis modal se dará por satisfecho este requisito si se consideran los efectos de dicha interacción como lo especifica la sección A7 de las presentes normas en el periodo y forma del modo fundamental de vibración y en el factor Q correspondiente según estipula la sección 4.

A7. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Como una aproximación a los efectos de interacción suelo-estructura será válido incrementar el periodo fundamental de vibración y los desplazamientos calculados en la estructura bajo la hipótesis de que esta se apoya rigidamente en su base de acuerdo con la siguiente expresión:

$$T_s = (T_s^2 + T_s^2 + T_s^2)^{1/2}$$

en que T_s es el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza corregido por interacción con el suelo, T_s el periodo fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida, T_s el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza y T_s es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza. Podrán en este caso deprecarse los efectos de la interacción en los periodos superiores de vibración de la estructura.

Para el cálculo de T_s en la expresión que antecede se supondrá que el desplazamiento de la base está restringido por un elemento elástico cuya rigidez vale K_s en ton/m.

$$T_s = 2\pi(W/gK_s)^{1/2}$$

donde T_s está en segundos, W es el peso neto de la construcción al nivel de su desplante incluyendo el peso de los cimientos y descontando el del suelo que es desplazado por la infraestructura en toneladas y g es la aceleración

de la gravedad, en m/sec^2 . El valor de W , no se tomará menor de $0.7 W$. Para el cálculo de T , se supondrá que la rotación de la base está restringida por un elemento elástico de rigidez K , en $ton/m/radian$:

$$T = 2\pi (J/gK)^{1/2}$$

donde T está en segundos, J es el momento neto de inercia del peso de la construcción, en $ton \cdot m^2$, con respecto al eje de rotación, descontando el momento de inercia de la masa del suelo desplazado por la infraestructura. Esta diferencia no se tomará menor de 0.7 veces el momento de inercia calculado con el peso de la construcción.

Tratándose de construcciones que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cascarón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, los valores de K_x y K_y se obtendrán de la tabla A7.1, en que G es el módulo de rigidez medio, en ton/m , del estrato en que se apoya la construcción, y los radios equivalentes R_x y R_y , en metros, se calcularán empleando las expresiones:

$$R_x = (A/\pi)^{1/2}$$

$$R_y = (A/\pi)^{1/2}$$

en las que A , en m^2 , es el área de la superficie neta de cimentación, e I , en m^4 , es el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza.

Tratándose de construcciones suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, y de construcciones sobre zapatas aisladas, los coeficientes K_x y K_y de la cimentación se calcularán mediante las fórmulas:

$$K_x = \sum_{i=1}^n K_i x_i^2$$

$$K_y = \sum_{i=1}^n K_i y_i^2$$

en las que i denota valores correspondientes a la zapata i -ésima; x_i es la distancia, en la dirección de análisis, entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación; y K_{xi} y K_{yi} se determinan de la tabla A7.1 empleando el valor de R_x que corresponde a la zapata en cuestión.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta, su influencia en el valor de K se considera con el segundo término de la expresión correspondiente de la tabla A7.1, empleando para el cálculo de K_p la siguiente expresión:

$$K_p = \sum_{i=1}^n k_i d_i^2$$

en la que n es el número de pilotes; y k_i y d_i son respectivamente la rigidez vertical y distancia del pilote i -ésimo al eje centroidal de rotación.

En la verificación de que la estructura no alcanza los estados límite por desplazamientos laterales y por rotura de vidrios no será necesario tener en cuenta el desplazamiento y rotación de la base. Para el cálculo de efectos de segundo orden debe tenerse en cuenta dicha rotación, dada por M_o/K_o , en radianes, en que M_o es el momento de volteo que obra en la base de la estructura, en $ton \cdot m$; y en la revisión del estado límite por choques entre estructuras deben incluirse tanto los desplazamientos debidos a esta rotación como el desplazamiento de la base, dado por V_o/K_o , en metros, en que V_o es la fuerza cortante basal, en toneladas.

El módulo de rigidez medio, G , se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará:

$$G = 2(H/T_s)^2$$

donde G está en ton/m^2 , T_s es el periodo dominante más largo del terreno, en segundos, en el sitio donde se halle la estructura y se obtendrá de la figura A4.1; y H es la profundidad, en metros, de los depósitos firmes profundos en dicho sitio, y se determinará a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si estos son insuficientes para determinarla, se tomará de la figura A7.1. En los sitios donde no se conoce el valor de G , si G no se determina experimentalmente, se adoptará el valor que resulte más desfavorable entre los límites de 400 y 900 ton/m^2 .

N.T.C.-Sismo

Tabla A7-1-Valores de K_1 , K_2 y K_3

En la zona II

Profundidad de desplante (l)	K_1	K_2 (2)	K_3	
1 m	11CR	7CR	20CR	12CR
2.5 m	16CR	11CR	29CR	20CR

En la zona III

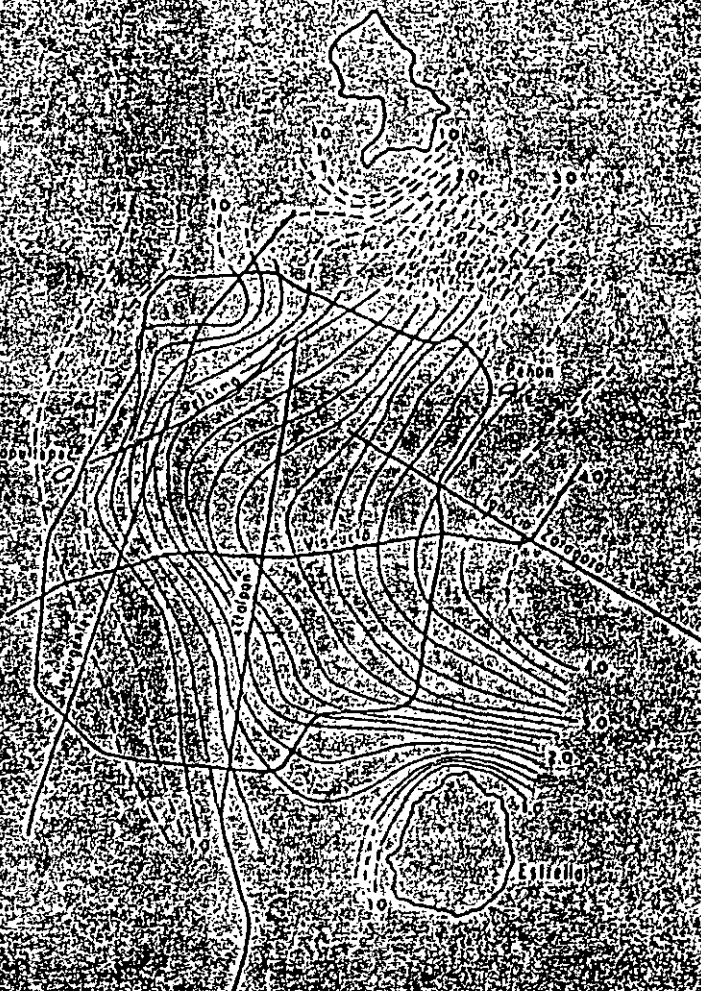
Profundidad de desplante (l)	K_1	Sobre pilotes (corriente)	Sobre pilotes (fuerza)	Sobre pilotes de punta (fuerza)	K_3
1 m	7CR	6CR	7CR	6CR	12CR
2.5 m	8CR	9CR	11CR	8CR	16CR

1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 2.5 m, interpólese linealmente entre los valores de la tabla.

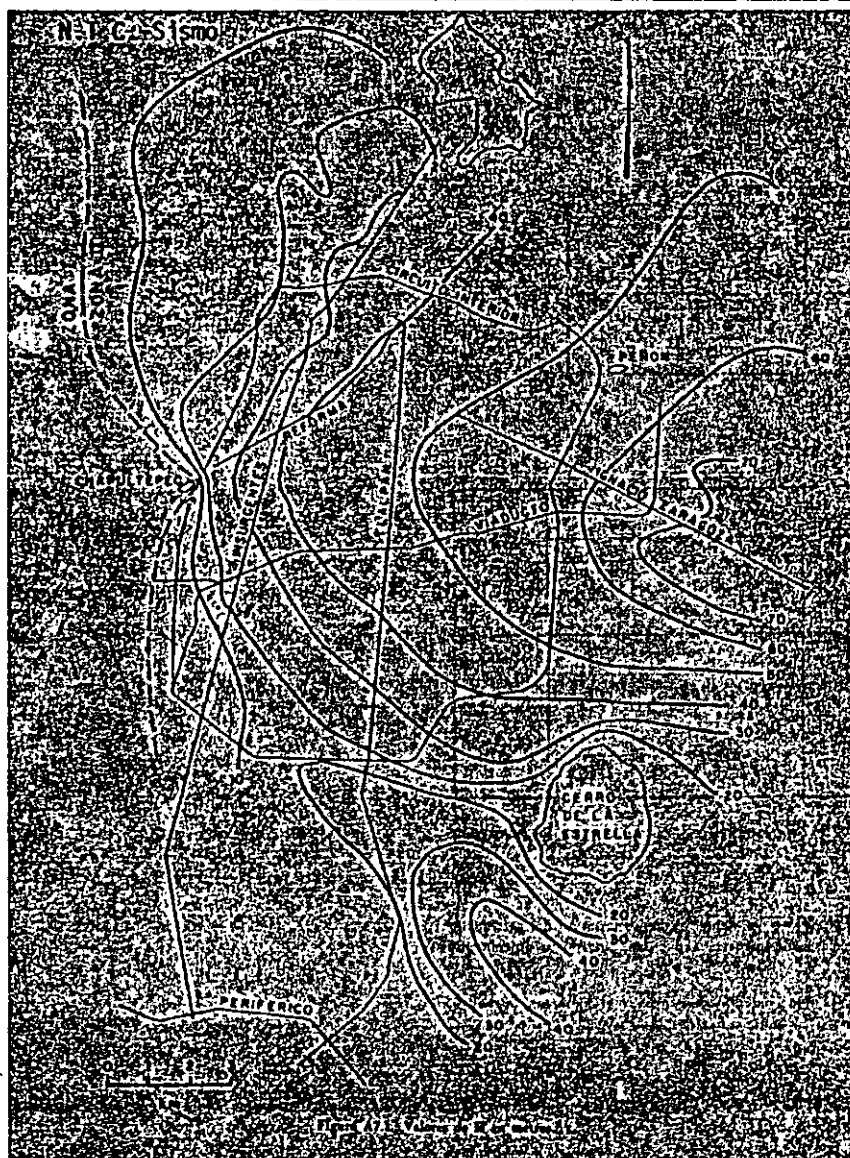
2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II, supóngase K_1 igual a 0.

3. Si estos son capaces de resistir por adherencia, con el efecto circundante, al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus contenidos. Cuando exista duda de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.

4. K_3 se calculará teniendo en cuenta los efectos de la zona II, considerando la rigidez de estos elementos más fuerte, así como el momento de inercia de la columna, entre otros.

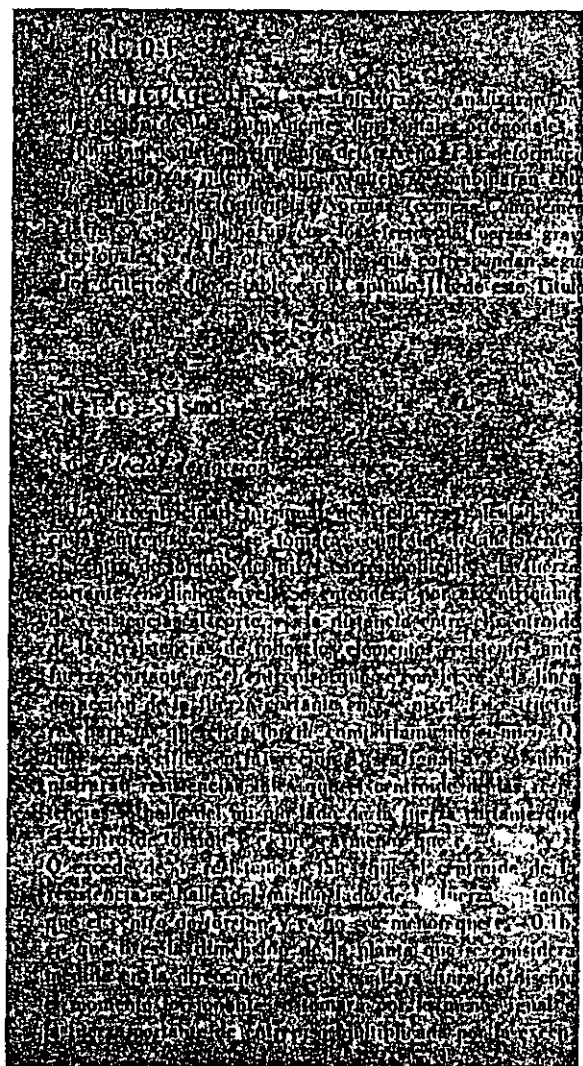


142



5. DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS

5.1 distribución de fuerzas sísmicas



5.1 DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS.

Una vez valuadas las fuerzas sísmicas que actuarán en cada uno de los centros de masa de los entrepisos del edificio, analizado bajo la acción de dos componentes horizontales, ortogonales, no simultáneos del movimiento del terreno según párrafo 1 del Art. 203 del R.C.D.F., el siguiente paso consiste en distribuir estas fuerzas sísmicas entre los diferentes elementos resistentes verticales (marcos y/o muros y/o contravientos).

En este paso del análisis sísmico se consideran las disposiciones que se plantean en las secciones 8.6 y 8.8 de las N.T.C. de Sismo, éstas se esquematizan en la Fig. 5.1 junto con el proceso de análisis que se da a continuación, aplicable para la distribución de fuerzas sísmicas a entrepisos con sistemas resistentes ortogonales.

En la Fig. 5.2 se muestra la planta de un entrepiso de una construcción; los ejes de los sistemas resistentes (marcos y/o muros) se identifican por medio de subíndices, x, y, según resistan fuerzas paralelas a la dirección X, Y, respectivamente. La rigidez de entrepiso de cada elemento se designa por R_{ix} o R_{iy} . Se supone que éstas ya son conocidas (Capítulo 4 de este Manual).

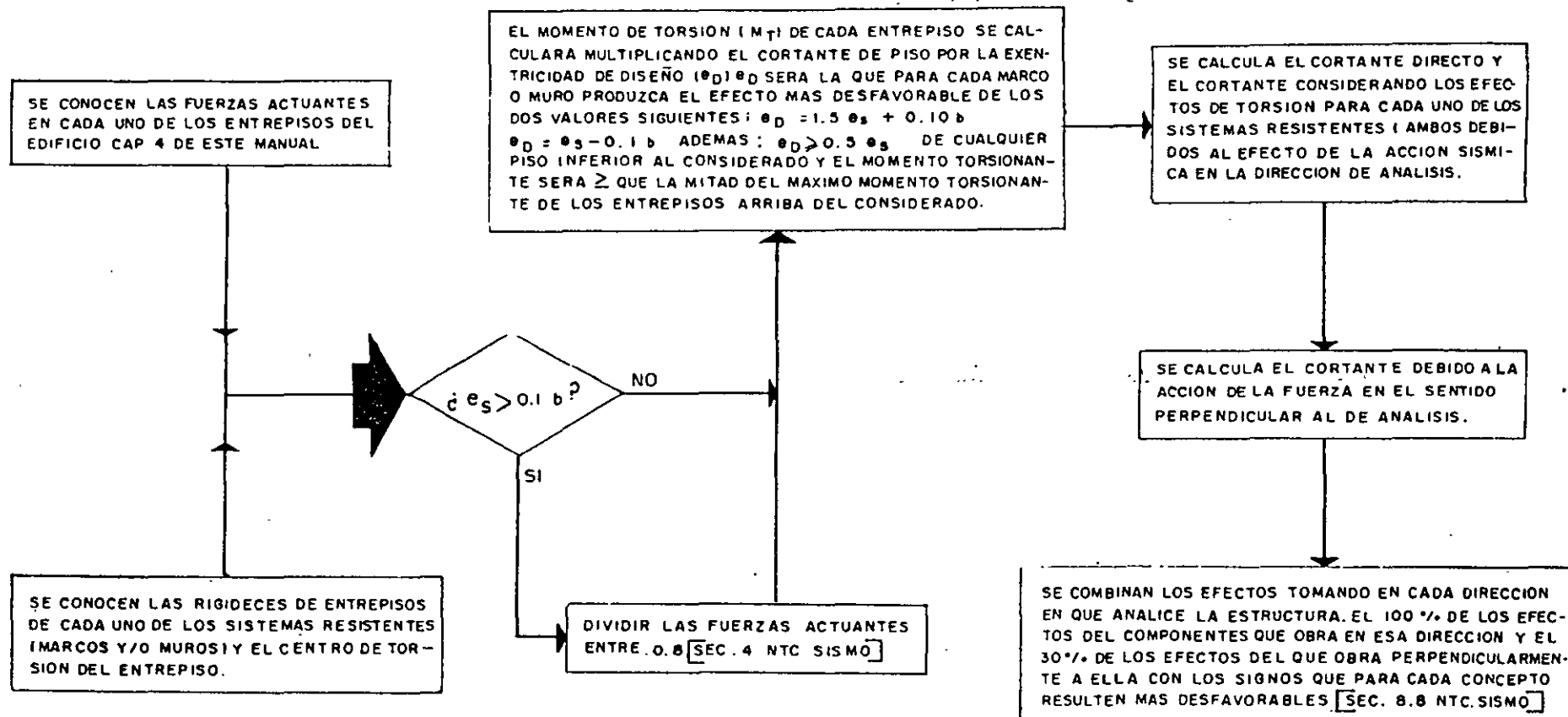
El procedimiento de distribución de fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes consiste en los siguientes pasos:

a) La fuerza horizontal aplicada en el centro de gravedad de cada nivel i se calcula de acuerdo a lo planteado en el Capítulo 4 de este Manual.

b) Se obtiene por equilibrio estático la línea de acción de la fuerza cortante sísmica en cada entrepiso, tanto para la dirección X como para la dirección Y que son las direcciones ortogonales paralelas a los sistemas resistentes.

FIG. 5.1 distribución de fuerzas sísmicas

148



trinidad que para cada marco o muro se tome el mayor de los valores de las siguientes: 1) 5%, 2) 0.11 o 3) 0.11. Además la excentricidad de diseño en cada sentido no se medirá en un punto que dé lugar al máximo valor de las fuerzas para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, sino se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que el mayor del mismo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

5.1.6. Sismos

5.1.6.1. Efectos bidireccionales

Para efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando en cada dirección en que se analice la estructura el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que para cada caso resulten más desfavorables.

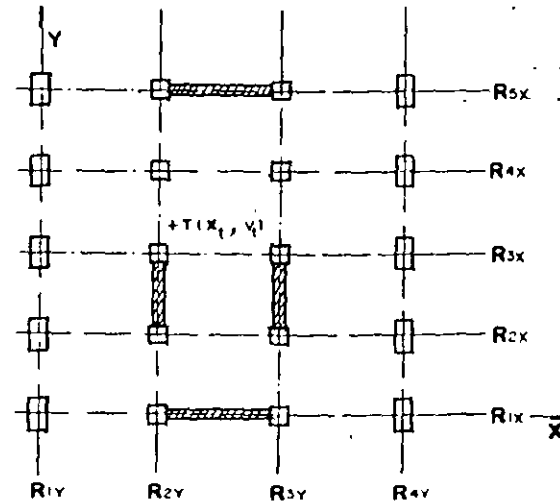


FIG. 5.2 ELEMENTOS RESISTENTES Y CENTROS DE TORSIÓN.

c) Se determinan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en las dos direcciones de análisis y en todos los entrepisos.

d) Se determina la posición del centro de torsión en cada entrepiso. Este es -

el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan al entrepiso sea exclusivamente de traslación; si no cumple lo anterior se presentará torsión o rotación relativa entre dichos niveles.

Las expresiones para determinar la posición del centro de torsión son:

$$X_t = \frac{\sum (R_{iy} X_i)}{\sum R_{iy}} \quad (5.1)$$

$$Y_t = \frac{\sum (R_{ix} Y_i)}{\sum R_{ix}} \quad (5.2)$$

X_i, Y_i : definen las coordenadas de los elementos resistentes.

e) La fuerza cortante en los elementos resistentes paralelos a la dirección X se obtiene al aplicar las siguientes expresiones:

$$V_{Dix} = \frac{R_{jx}}{\sum R_{jx}} V_{ix} \quad (5.3)$$

$$V_{tix} = \frac{R_{jx} Y_{jt} M_t}{(\sum R_{jx} Y_{jt}^2 + \sum R_{jy} X_{jt}^2)} \quad (5.4)$$

La expresión (5.3) determina el efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de torsión y la expresión (5.4) el efecto debido a la torsión en el entrepiso.

Para los elementos resistentes en la dirección Y, el efecto de la torsión se valúa con la expresión 5.5

$$V_{tiy} = \frac{R_{jy} X_{jt} M_t}{(\sum R_{jx} Y_{jt}^2 + \sum R_{jy} X_{jt}^2)} \quad (5.5)$$

en las expresiones anteriores :

V_{ix}, V_{iy} fuerza cortante sísmica en el entrepiso i, considerado en las direcciones

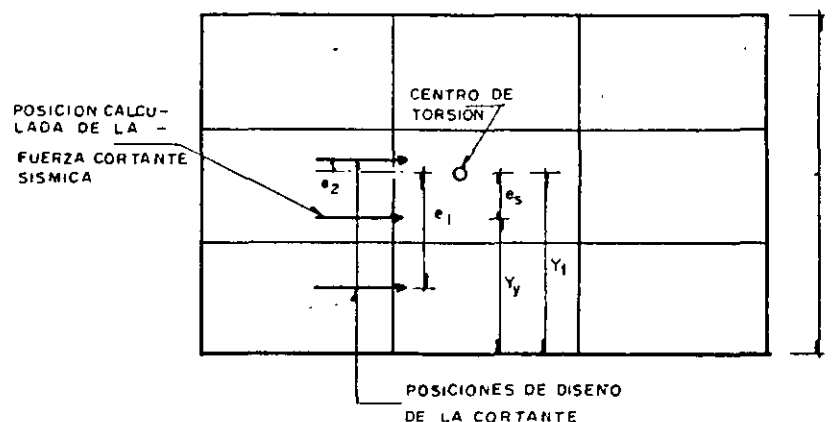


FIG. 5.3 POSICIONES DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA PARA CALCULAR LOS MOMENTOS TORSIONANTES DE DISEÑO.

nes X y Y respectivamente.

X_{jt}, Y_{jt} distancias de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso de interés.

M_t Momento torsionante en el entrepiso considerado, es igual al producto de la fuerza cortante del entrepiso multiplicada por la más desfavora-

ble de las siguientes excentricidades (según Sección 8.6 N.T.C.-Sismo), ver Fig. 5.3

$$e_{D1} = 1.5 e_s + 0.1 b \quad (5.6)$$

$$e_{D2} = e_s - 0.1 b \quad (5.7)$$

5.1

En las expresiones 5.6 y 5.7 e_s es la excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción de la cortante y el centro de torsión y b es la dimensión en planta del entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del sismo. Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

f) De acuerdo con la Sección 8.8 de las N.T.C. de sismo se combinarán los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno tomando en cada dirección que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos producidos por el sismo actuando en la dirección perpendicular y viceversa. Rige el mayor de los resultados.

5.1

EJEMPLO A.

Para ilustrar el procedimiento expuesto se hace la distribución de fuerzas sísmicas, valuadas en el Capítulo 4, en los elementos resistentes del edificio de la Fig. 2.7, para el entrepiso del Niv. 2. En la Tabla 5.1 se presentan en forma esquematizada las operaciones para la obtención de las fuerzas cortantes tanto para los elementos resistentes ubicados en la dirección X, como en la dirección Y.

	Sentido	V (Ton)	e _s (m)	b (m)	e ₁ = 1.5e _s + 0.1b (m)	e ₂ = e _s - 0.1b (m)	M _{t1} = V e ₁ (Ton-m)	M _{t2} = V e ₂ (Ton-m)
x		131.83	-0.30	13.00	- 1.75	1.00	-230.70	131.83
y		115.72	-0.28	19.00	- 2.32	1.62	-268.47	187.46

$x_v = 9.78 \text{ m}; x_t = 9.50$				$R_{jx} y_{jt}^2 + R_{jy} x_{jt}^2 = 16742.29$			
$y_v = 6.64, y_t = 6.34$							

Eje	R _{jx}	y _j	R _{jx} y _j	y _{jt}	R _{jx} y _{jt}	R _{jx} y _{jt} ²	Directo	Efecto de V Torsión ^x	Total	Efecto de V Torsión ^y	y _x + 0.3 y _y	0.3 y _x + y _y
A	89.0	0.00	0.00	-6.34	-564.26	3577.41	44.78	4.44	49.22	9.05	51.94	23.83
B	84.0	6.00	504.00	-0.34	- 28.56	9.71	42.27	0.22	42.49	0.46	42.63	13.21
C	89.0	13.00	1157.00	6.66	592.74	3947.65	44.78	8.17	52.95	6.64	54.94	22.53
SUMS	262		1661			7534.77					RIGE	

$y_t = \frac{1661}{262} = 6.34$							
---------------------------------	--	--	--	--	--	--	--

Eje	R _{jy}	x _j	R _{jy} x _j	x _{jt}	R _{jy} x _{jt}	R _{jy} x _{jt} ²	Directo	Efecto de V Torsión ^y	Total	Efecto de V Torsión ^x	y _y + 0.3y _x	0.3 y _y + y _x
1	47.5	0.00	0.00	-9.50	-451.25	4286.88	27.99	5.05	33.04	6.22	34.91	16.13
2	50.7	7.00	354.90	-2.50	-126.75	316.88	29.87	1.42	31.29	1.75	31.82	11.14
3	50.7	12.00	608.40	2.50	126.75	316.88	29.87	2.03	31.90	1.00	32.20	10.39
4	47.5	19.00	902.50	9.50	451.25	4286.88	27.99	7.24	35.23	3.55	36.30	14.12
SUMS	196.4		1865.80			9207.52					RIGE	

$x_t = \frac{1865.80}{196.40} = 9.50$							
---------------------------------------	--	--	--	--	--	--	--

TABLA 5.1. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN ELEMENTOS RESISTENTES.

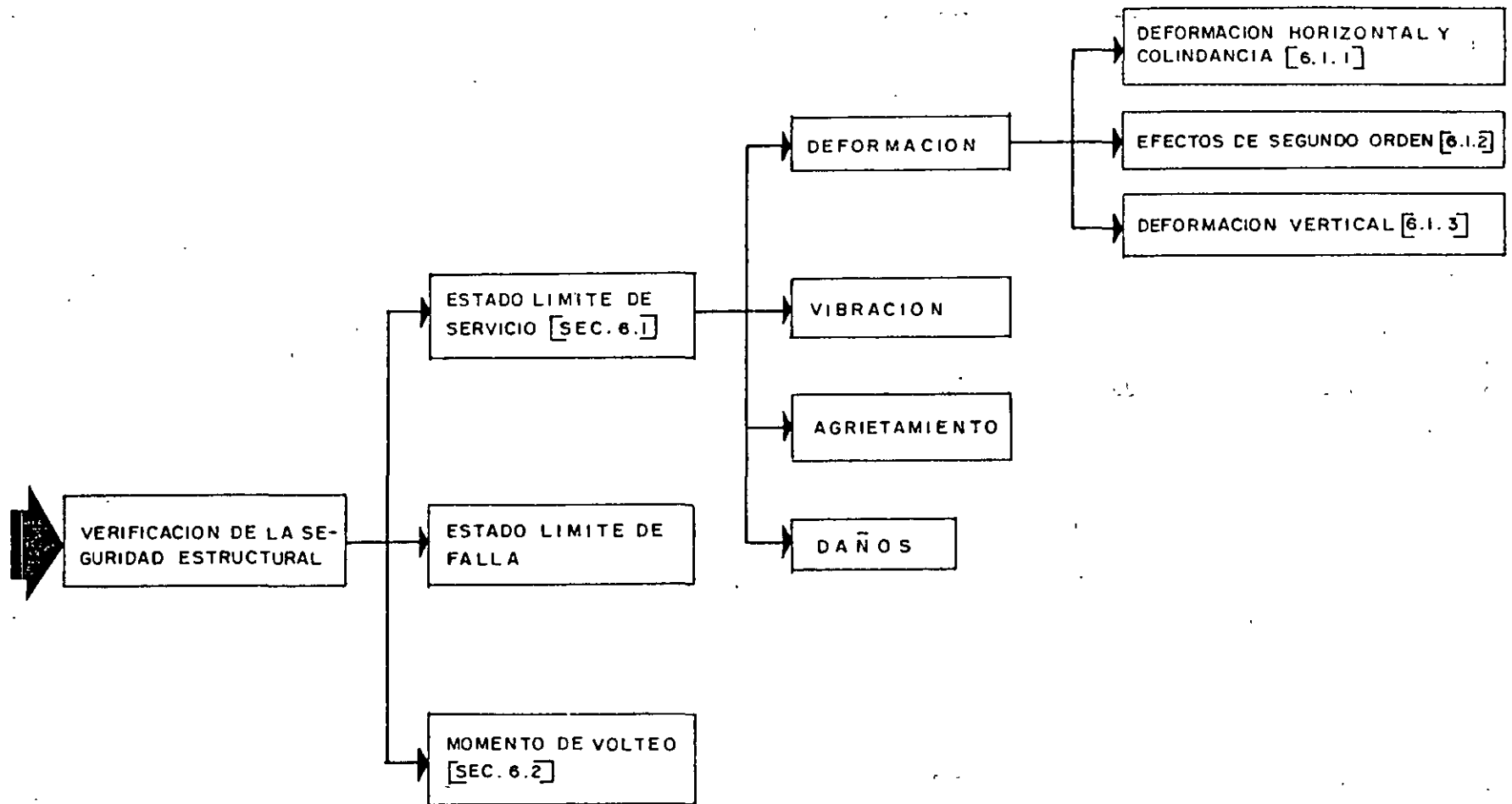
5.1

Se revisó que la excentricidad de diseño no se tomara menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entresijos que se hallan abajo del que se analiza, ni que se tomara el momento torsionante de ese entresijo menor que la mitad del máximo calculado para los entresijos que están arriba del considerado, en el análisis se cumple con ambos requisitos.

Como se tomó $Q=2$ no hay que revisar que la posición del centro de resistencia cumple con lo establecido para los casos de $Q=3$ ó 4 .

6. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

6. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL



6.1 estado límite de servicio

156

R.C.D.F.

ARTICULO 182. Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y

II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

El cumplimiento de estos requisitos se comprobará con los procedimientos establecidos en este Capítulo.

ARTICULO 183. Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Las Normas Técnicas Complementarias establecerán los estados límite de falla más importantes para cada material de la estructura.

ARTICULO 184. Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

En las construcciones comunes, la revisión de los estados límite de deformaciones se considerará cumplida si se comprueba que no exceden los valores siguientes:

I. Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual al claro entre 240, más 0.5 cm. Además, para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, se considerará como estado límite una flecha, medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual al claro entre 480, más 0.3 cm. Para elementos en voladizo, los límites anteriores se multiplicarán por dos, y

II. Una deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura de entrepiso entre 500 para estructural, que tengan ligados elementos no estructurales que puedan dañarse con pequeñas deformaciones, e igual a la altura de entrepiso entre 250 para otros casos; para diseño sísmico se observará lo dispuesto en los artículos 209 a 211 de este Reglamento.

Se considerará además, lo que dispongan las Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras.

Adicionalmente se respetarán los estados límite de servicio de la cimentación, y los relativos a diseño sísmico, especificados en los Capítulos respectivos de este Título.

6.1. ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

En el art. 182 se pide que toda estructura no rebase los estados límite de falla y servicio. Se verifica el estado límite de falla en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes conforme a lo establecido.

El art. 184 del R.C.D.F. da los criterios para que las estructuras no sobrepasen los estados límite de servicio en deformaciones, agrietamiento, vibraciones o daños.

La revisión del estado límite de deformaciones está enfocada desde el punto de vista de probabilidad de ocurrencia. La limitación para estructuras comunes está en el Art. 184. I, II, en flecha vertical y flecha horizontal.

5.1.1. estado límite de deformación horizontal

157

R.C.D.F.

ARTICULO 209.—Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con algunos de los métodos de análisis sísmico mencionados en el artículo 203 de este Reglamento, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de esta. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico.

ARTICULO 210.—En fachadas tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en los marcos o la liga de estos con la estructura serán tales que las deformaciones de ésta no afecten a los vidrios. La holgura que debe dejarse entre vidrios y marcos o entre estos y la estructura se especificará en las Normas Técnicas Complementarias.

ARTICULO 211.—Toda construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 5 cm ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate. El desplazamiento horizontal calculado se obtendrá con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias y se multiplicará por el factor de comportamiento sísmico marcado por dichas Normas, aumentado en 0.001, 0.003 o 0.006 de la altura de dicho nivel sobre el terreno en las zonas I, II o III, respectivamente.

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 5 cm ni menor de la altura del nivel sobre el terreno multiplicada por 0.007, 0.009 o 0.012 según que la construcción se halle en la zona I, II o III, respectivamente.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio o entre edificios adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que de acuerdo con los párrafos precedentes corresponden a cada uno.

Se anotarán en los planos arquitectónicos y en los estructurales las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre construcciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material. Si se usan tapajuntas, estas deben permitir los desplazamientos relativos tanto en su plano como perpendicularmente a él.

6.1.1. ESTADO LÍMITE DE DEFORMACION.

Para diseño sísmico la revisión -- del estado límite de deformación horizontal se encuentra en los Art. 209 a 211 del Reglamento.

En el art. 211 se revisa explícitamente la separación del edificio con sus linderos, para evitar el problema de choque de edificios, por lo que ésta limitación es válida también para juntas sísmicas de construcción en edificios construidos en un mismo lote. En este caso, la separación entre construcciones debe ser la suma de los desplazamientos máximos permisibles de cada uno de ellos, pero no menor de 10 cm, ver el diagrama de la Fig. 6.1.

La revisión numérica del cálculo de desplazamientos horizontales se encuentra en las Tablas 6.1 y 6.2, para los ejemplares A y D respectivamente, encontrándose que en ambos casos se cumple con la especificación del reglamento.

6.1.1.

58

TABLA 6.1 REVISION DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES PARA EL EDIFICIO DEL EJEMPLO A.

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO CALCULADOS MULTIPLICADOS POR Q (cm)	DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS CONSECUTIVOS PERMISIBLES (0.006 h_i) (cm)
5	0.44	1.80
4	0.73	1.80
3	1.00	1.80
2	1.20	1.80
1	1.80	2.40

TABLA 6.2 REVISION DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES PARA EL EDIFICIO DEL EJEMPLO D.

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO CALCULADOS MULTIPLICADOS POR Q (cm)	DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS CONSECUTIVOS PERMISIBLES (0.012 h_i) (cm)
5	0.94	3.60
4	1.62	3.60
3	2.24	3.60
2	2.66	3.60
1	2.92	4.80

6.1.2 efectos de segundo orden

N.T.C.-Sismo

8.7 Efectos de segundo orden

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente, en toda estructura en que la diferencia en desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, dividida entre la diferencia de alturas correspondiente, exceda de $0.08V/W$ entre cada par de niveles consecutivos, siendo V la fuerza cortante calculada y W el peso de la construcción incluyendo cargas muertas y vivas que obra encima de la elevación que se considera.

6.1.2. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.

Cuando los efectos de segundo orden sean importantes, 8.7 N.T.C.-Sismo, se deberán incluir explícitamente en el análisis, ver diagrama de la Fig. 6.1.

En la Tabla 6.3 se ilustra la revisión del efecto de segundo orden para el edificio del ejemplo D, Fig. 2.10

El resultado obtenido en la Tabla cumple en todos los pisos con lo pedido por el Reglamento no siendo necesario volver a efectuar el análisis considerando este efecto.

TABLA 6.3 REVISIÓN DEL EFECTO DE SEGUNDO ORDEN

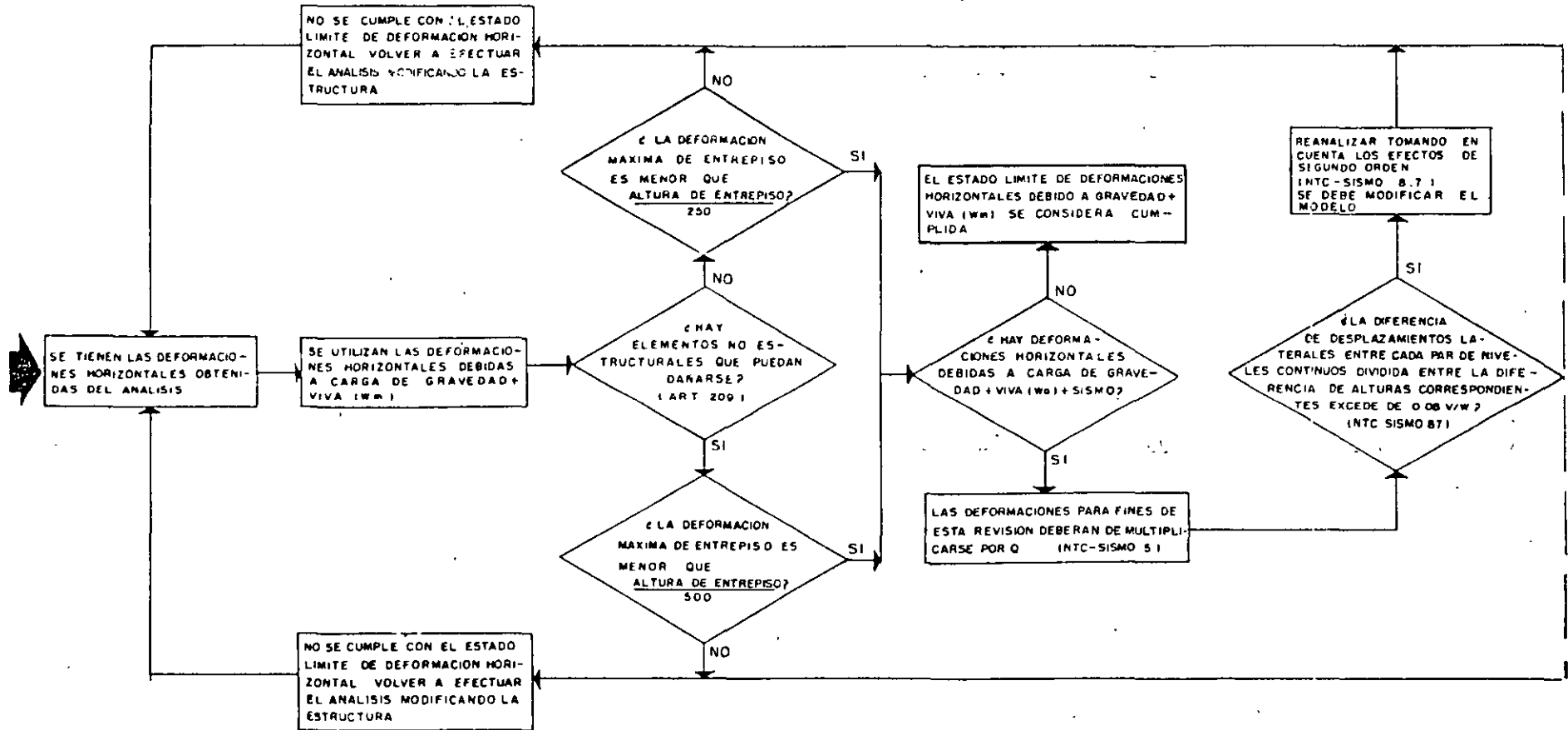
EJEMPLO D.

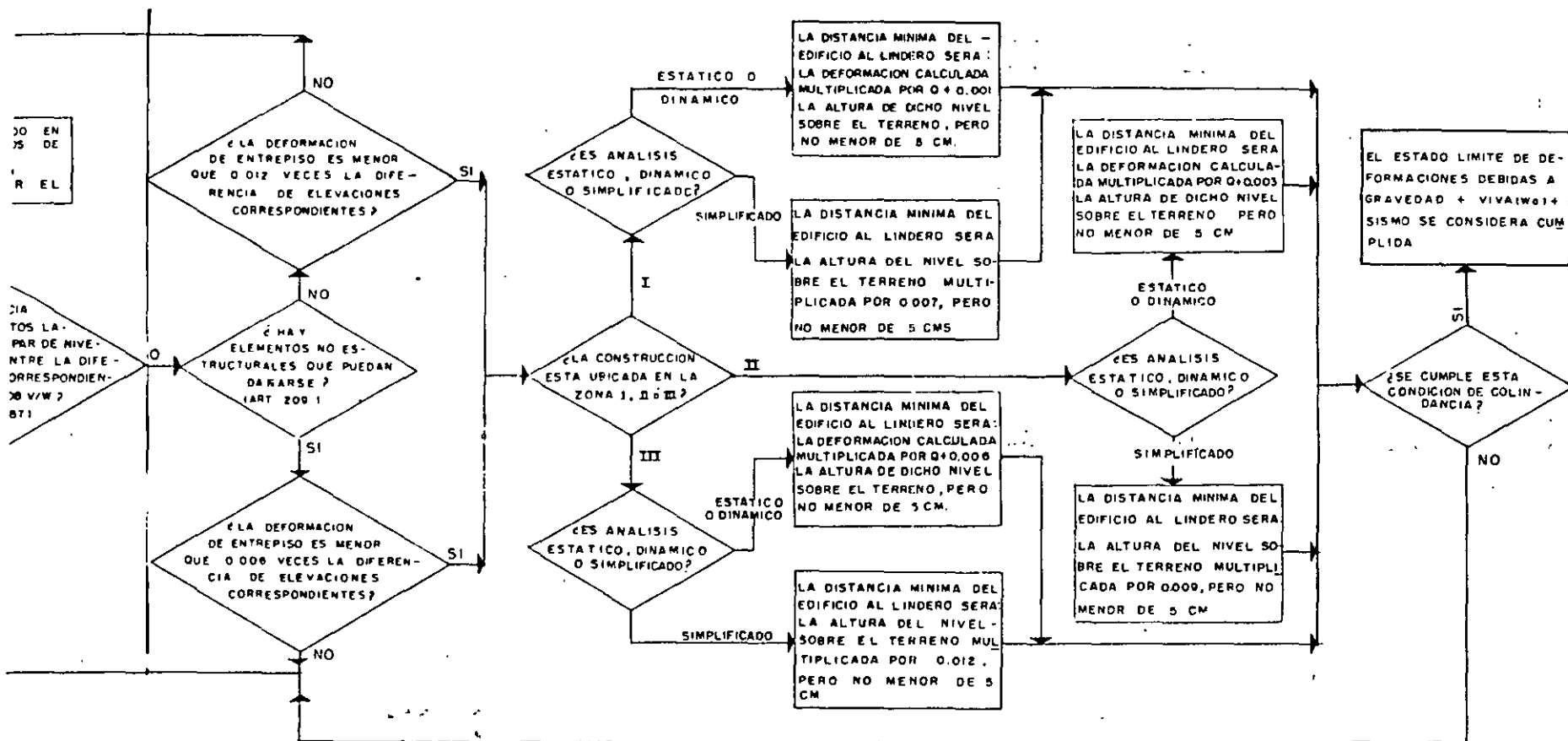
NIVEL	h cm	$x_1 = \frac{d}{Q}$ (cm)	x_1/h	W_i (Ton)	V (Ton)	$0.08V/W$
5	300	0.94	0.0031	237	96.40	0.0325
4	300	1.62	0.0054	531	197.22	0.0297
3	300	2.24	0.0075	825	279.37	0.0271
2	300	2.66	0.0089	1119	338.81	0.0242
1	400	2.92	0.0073	1413	371.32	0.0210

FIG. 6.1

cálculo del estado limite de deformación horizontal y colindancia mínima

60

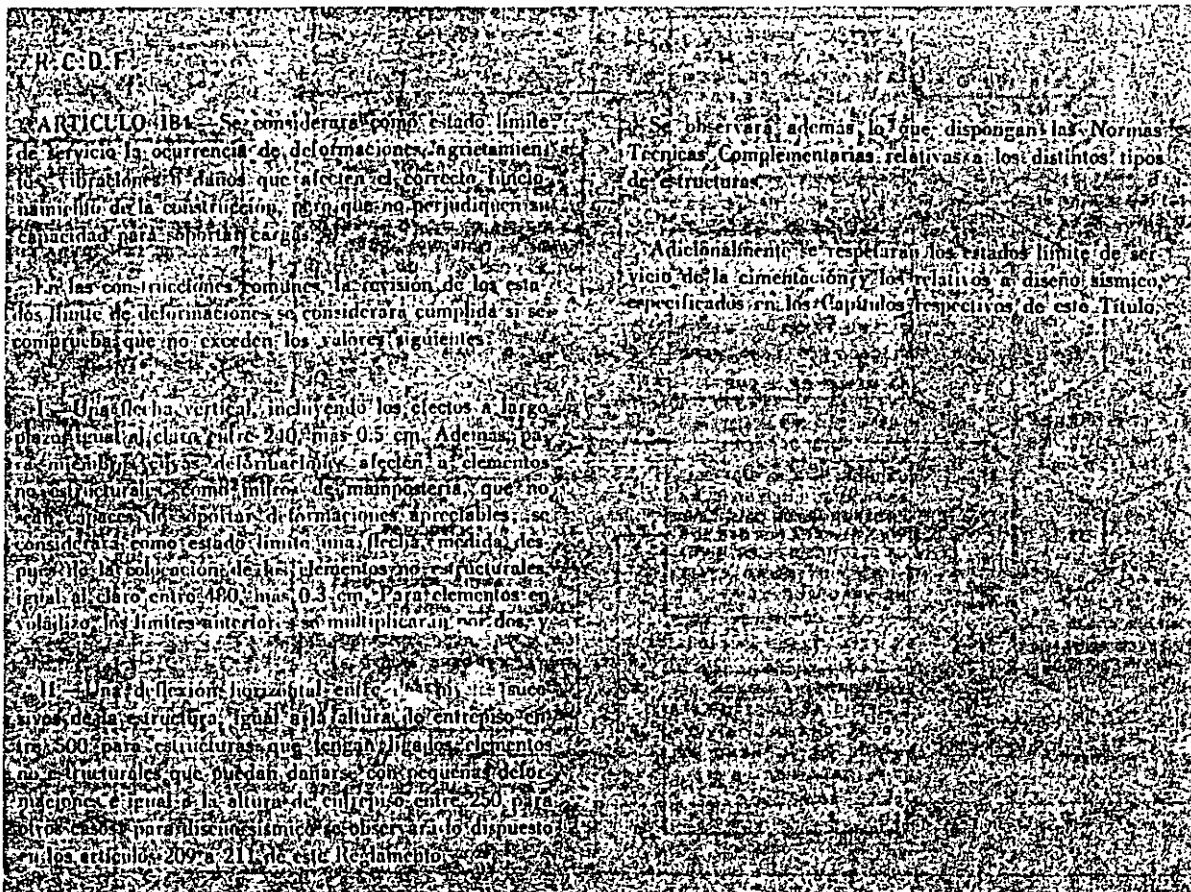




6.1.3

ESTADO LIMITE DE deformación vertical

162



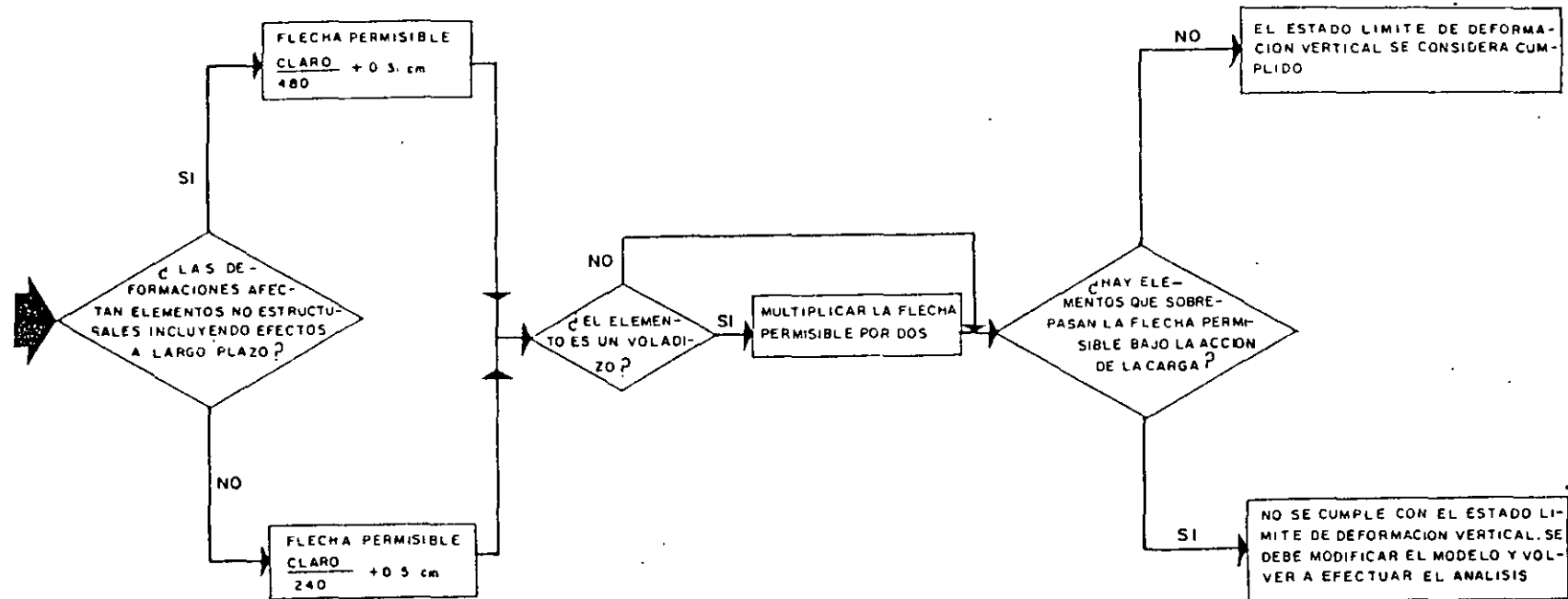
6.1.3. ESTADO LIMITE DE DEFORMACION VERTICAL.

Para deflexiones verticales el Reglamento marca límites dependiendo de si afecta o no elementos estructurales. Art. -- 184, I. En los materiales cuya deformación es función del tiempo se deberán de considerar los efectos a largo plazo, éstos se encuentran dados en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes y se deberá consultarlas siempre que se revisen las deformaciones.

Los requisitos dados por el Reglamento están sintetizados en la Fig. 6.2.

FIG. 6.2

cálculo del estado límite de deformación vertical



6.2 momento de volteo

164

N.T.C.-Sismo

8.5. Momento de volteo

El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por $0.8 + 0.2x$ (siendo x la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductor por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel. En péndulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

6.2. MOMENTO DE VOLTEO.

Se deberá calcular el momento de volteo como parte del análisis, N.T.C. Sismo Sección 8.5, el Reglamento permite su reducción dentro de ciertos límites. No hay reducción para péndulos invertidos. La sistematización se muestra en el diagrama de la Fig. 6.3.

Para mostrar el cálculo del momento de volteo (Tabla 6.4), se usa el edificio del Ejemplo D presentado en la Sección 6 del Capítulo 2 de este Manual.

En todos los casos el momento reducido, jM_v , es menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de este nivel, por lo que el valor de VY_g rige sobre jM_v para el diseño en todos los niveles.

TABLA 6.4 CÁLCULO DEL MOMENTO DE VOLTEO PARA EL EDIFICIO DEL EJEMPLO D.

NIVEL	h _n (m)	ENTREPISO	h (m)	V (Ton)	M _v (Ton-m)	Z	J=0.8+0.2Z	jM _v (Ton-m)	V _g (m)	VY _g (Ton-m)
5	3.0	5	16	237	0	1	1.00	0.00	0.00	0.00
					96.40					
4	3.0	4	13	294	289.20	0.8125	0.96	277.63	3.00	289.80
					197.22					
3	3.0	3	10	294	880.86	0.6250	0.93	819.20	4.34	855.93
					279.37					
2	3.0	2	7	294	1718.97	0.4375	0.89	1529.88	5.79	1617.55
					338.81					
1	4.0	1	4	294	2735.49	0.2500	0.85	2325.09	7.27	2463.15
					371.32					
0					4220.68	0.00	0.80	3376.54	9.76	3624.08

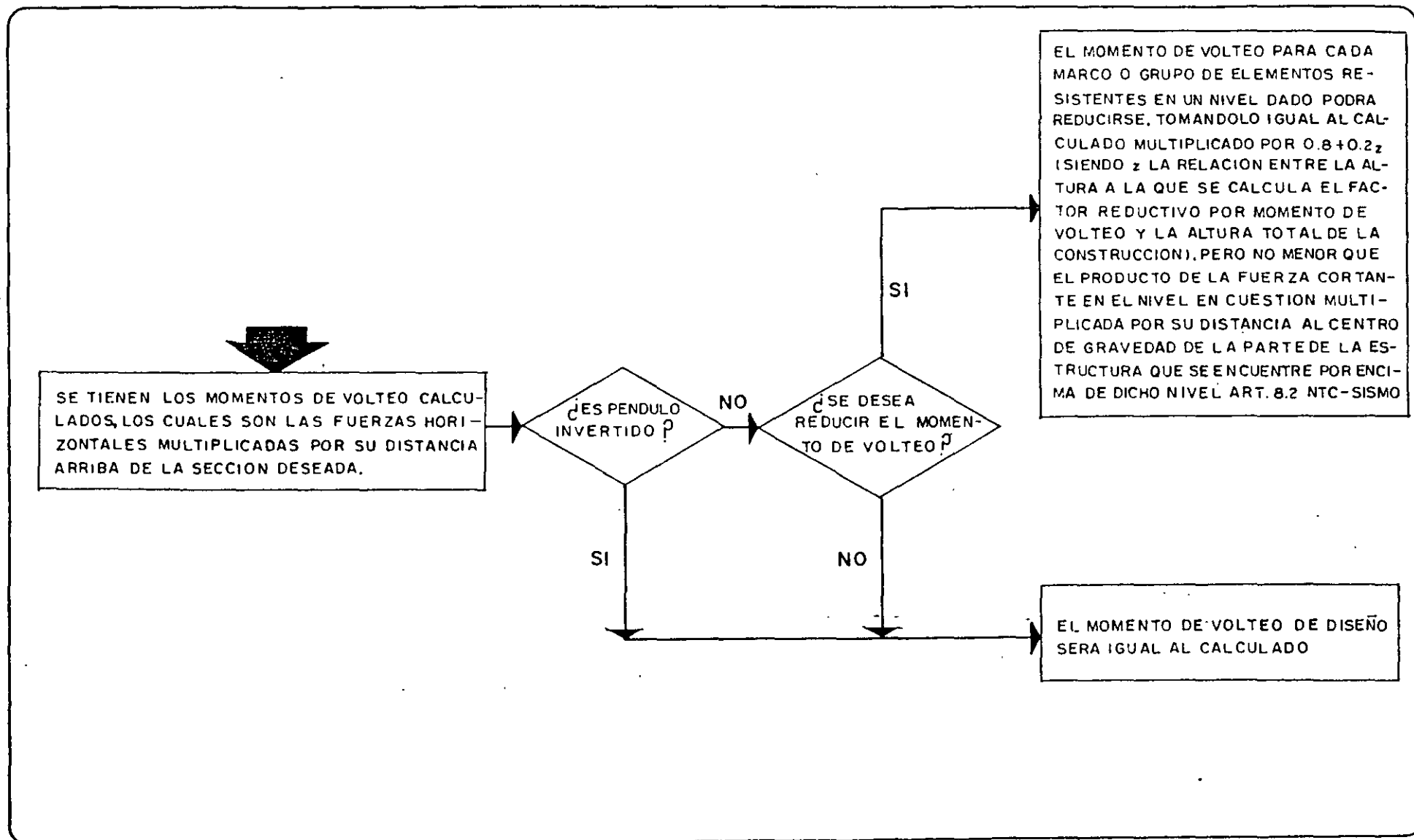
Para el nivel 3:

$$Y_g = \frac{237 \times 6 + 294 \times 3}{237 + 294} = 4.34 \text{ m.}$$

Para el nivel 2:

$$Y_g = \frac{237 \times 9 + 294 \times 6 + 294 \times 3}{237 + 294 + 294} = 5.79 \text{ m.}$$

FIG. 6.3 obtención del momento de volteo



REFERENCIAS .

- 3.1. Meli, R. "Seguridad Estructural de las Construcciones".
Revista IMCYC, Vol. 25, Núm. 198 Noviembre 1987.
- 4.1. Aranda, R y Rascón, O (1986), "An improved method for seismic analysis of buildings irregular in elevation".
Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, 6.6/9-6.6/16, Lisboa, Portugal.
- 4.2. Cruz, E F y Chopra, AK (1986) "Simplified procedures for earthquake analysis of buildings"
Journal of Structural Engineering. ASCE, Vol 112, No. 3, 461-480.
- 4.3. Newmark, N M y Rosenblueth, E (1971) Fundamentals of Earthquake Engineering,
Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- 4.4. Esteva L. "Design: General", Cap. 3 en Design of Earthquake resistant Structures", Ed.
E. Rosenblueth, John Wiley & Sons, N.Y. - Toronto (1980).
- 4.5. Rosenblueth, E. "Seismic design requirements in a mexican 1976 code, Earthquake Engineering and Structural
Dynamics, Vol. 7 (1979)
- 4.6. Villaverde, R. Newmark, N.M., "Seismic response of light attachments to buildings", Civil Engineering
Studies, Structural Research Series No. 469, Universidad de Illinois, Urbana, Illinois, (Feb. 1980).
- 4.7. Rascón, O.A. y Villareal, A., "Estudio estadístico de los criterios para estimar la respuesta sísmica de
sistemas lineales con dos grados de libertad", Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., 323 (Oct. 1974).

IMPRESO POR
EDITORIA E IMPRESORA INTERNACIONAL, S. A. de C. V.
Czda. AGUILAS 550, MEXICO, D. F., CP 01710
TIRO 1000 EJEMPLARES

Prohibida la reproducción, total
ó parcial sin la autorización por escrito del
Departamento del Distrito Federal



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

**DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO
DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO
ESTRUCTURACIÓN
DIMENSIONAMIENTO (DISEÑO PRELIMINAR)
ANÁLISIS ESTRUCTURAL
DISEÑO INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA**

**ING. OSCAR DE LA TORRE RANGEL
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

1. DESCRIPCION DEL EDIFICIO

- Centro de Salud: Grupo A
- Seis pisos más un sótano
- Altura de entrepiso: sótano y planta baja: 4.5 m
resto: 3.6 m
- Area total construída: 5440 m² (7 niveles)
- Zona III, D.F.
- Ver planta anexa

2. ESTRUCTURACION

a) Material

Concreto reforzado: economía

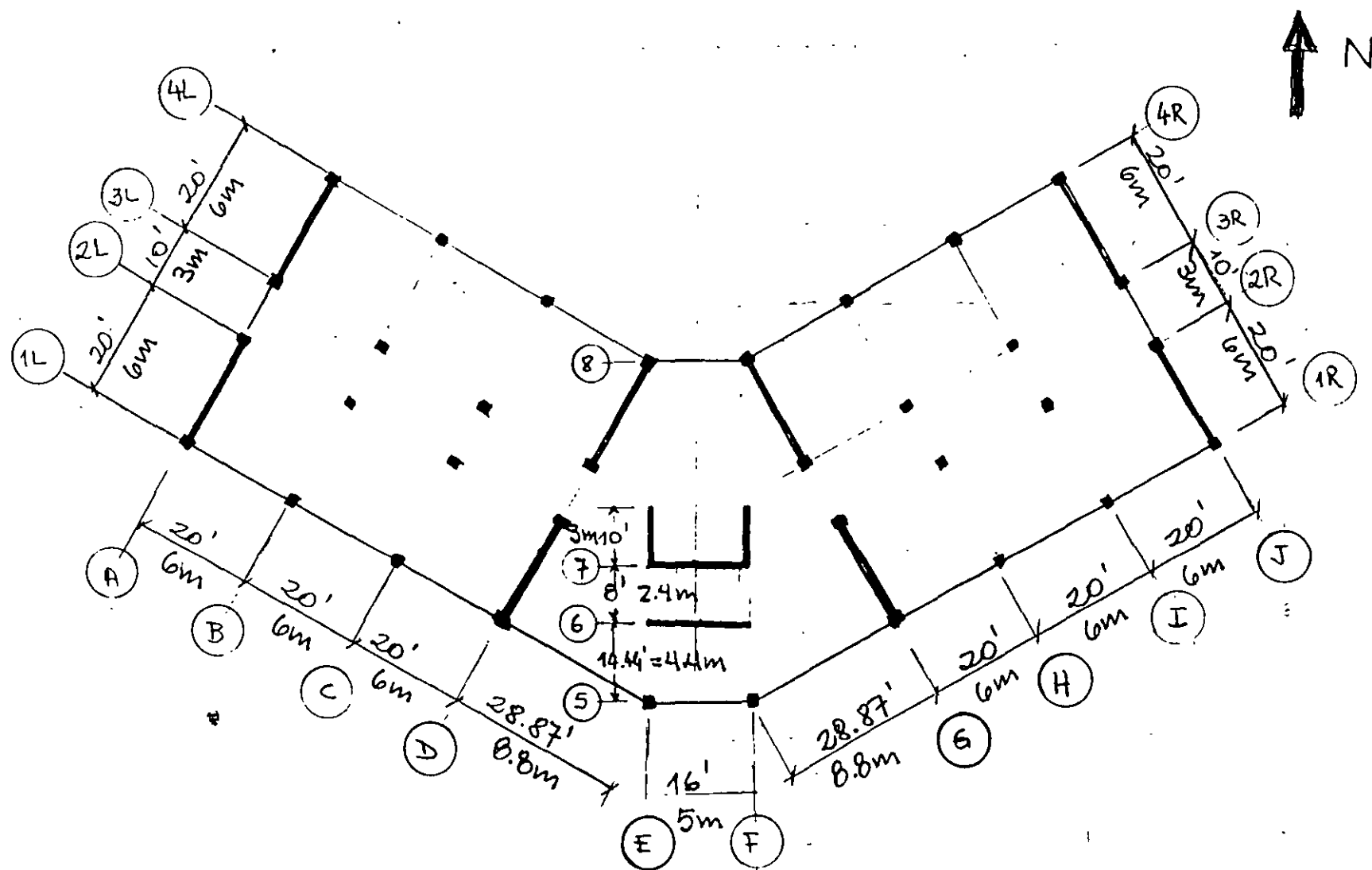
- + resistencia de diseño del concreto a la compresión: $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$: clase 1
- + resistencia de fluencia del acero:
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

b) Estructuración

- marcos dúctiles: RDF, $Q = 4$
- muros, $Q = 3$
- marcos-muros, $Q = 3$ **

Sistema resistente de fuerzas laterales:

- muros acoplados en la dirección NS
 - núcleo de elevadores y escaleras en la dirección EW
- **** Los muros acoplados controlan desplazamientos de las alas



PLANTA DEL EDIFICIO

Sistema resistente de cargas gravitacionales

Marco

- losa en dos direcciones
- vigas interiores y de fachada
- columnas

Cajón de cimentación

- losa y contratrabes
- muro perimetral de contención

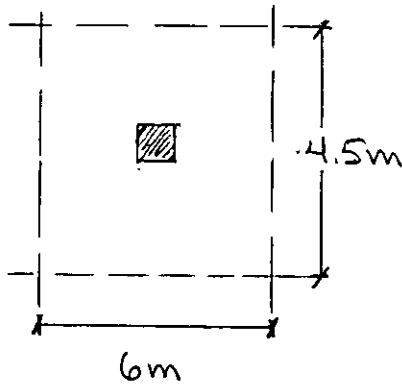
Muros divisorios

- no formarán parte del sistema resistente a sismo

3: DIMENSIONAMIENTO (DISEÑO PRELIMINAR)

a) COLUMNAS.

PARA UNA COLUMNA INTERIOR ; CARGAS VIVA MÁXIMA.
MUERTA



$$CV^* \quad w_m = 170 \text{ kg/m}^2 \quad \text{piso} \\ 100 \text{ kg/m}^2 \quad \text{azotea} \\ * \text{ según RDF } \Delta t \text{ y } q$$

$$CM \quad w = 650 \text{ kg/m}^2 \quad \text{piso} \\ 500 \text{ kg/m}^2 \quad \text{azotea}$$

Carga Axial Última en el sótano:

$$P_u = 1.4 \times 6 \times 4.5 \left[\underset{\substack{\text{CM} \\ \rightarrow 6 \text{ pisos}}}{(0.65 \times 6 + 0.5)} + \underset{\text{CV}}{(0.17 \times 6 + 0.10)} \right]$$

$$P_u = 209 \text{ ton}$$

Nota la carga viva no se reduce pues $A_t = 6 \times 4.5 = 27 < 36 \text{ m}^2$

Si aceptamos $\sigma_{perm} = 100 \text{ kg/cm}^2$ (1000 ton/m²)

$$A = \frac{P_u}{\sigma_{perm}} = \frac{209}{1000} = 0.21 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow h = \sqrt{A} = 0.46 \text{ m}$$

Usar columnas 45 x 45 cm | sección constante en la altura

b) LOSA

De acuerdo a NTC 4.3.3 (Losas apoyadas en su perímetro)

$$h_{\min} = \frac{\text{perímetro tablero}}{300} \times 0.034 \sqrt[4]{f_s w}$$

$$\text{si } f_s > 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{y/o } w > 380 \text{ kg/m}^2$$

Sea el tablero entre los ejes: 1L-2L-A-B

+ 2 lados continuos de 6m

+ 2 lados discontinuos de 6m

$$\text{Perímetro} = 2 \times 6\text{m} + 2 \times 6\text{m} \times 1.25$$

↳ por ser discontinuos

$$= 27\text{m}$$

$$\text{si } f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200$$

$$\text{y } w = 720 \text{ kg/m}^2 \text{ (CM + CV media)}$$

$$h_{\min} = \frac{2700}{300} \times 0.034 \sqrt[4]{0.6 \times 4200 \times 720}$$

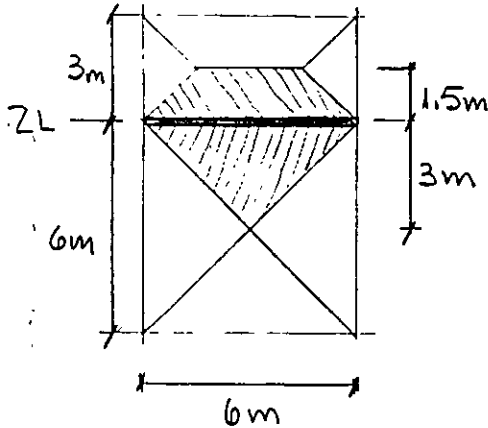
$$h_{\min} = 11 \text{ cm}$$

Puesto que en los ejes D, E, F, G no existe acción de marco usamos

$$h = 18 \text{ cm}$$

c) VIGAS

Puesto que se ha supuesto que la resistencia lateral será proporcionada por los muros, verifiquemos que una viga de 35×50 cm de sección pueda reforzarse para carga vertical



$$A_T = \frac{6^2}{4} + \frac{6+3}{2} \cdot 1.5 = 15.75 \text{ m}^2$$

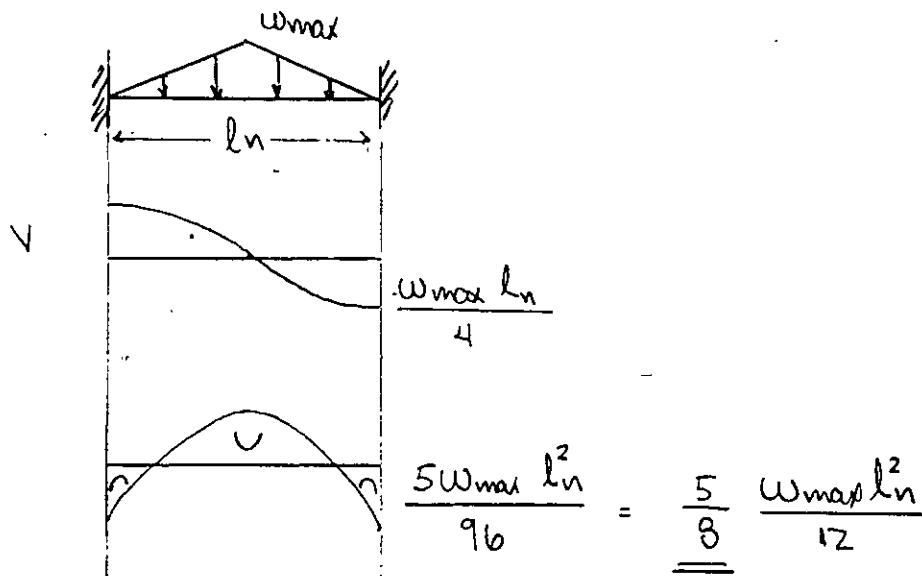
$$A_{ac} = 500 \text{ kg/m}^2$$

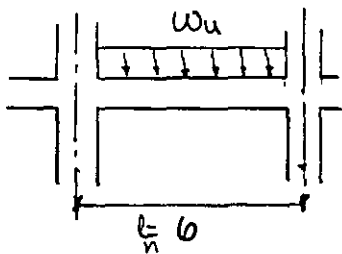
(sin considerar columnas, muros concreto, vigas)

$$y_{cl} = 170 \text{ kg/m}^2$$

Carga trapezoidal : tratada como uniforme

Carga triangular : transformar a carga equivalente uniforme que produzca los mismos momentos de empotramiento.

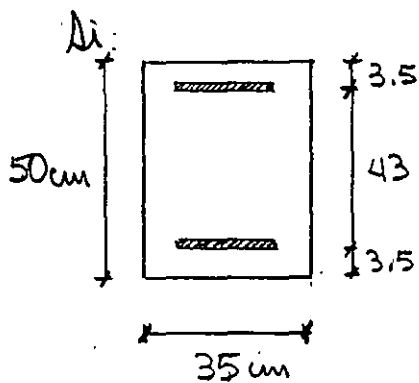




$$w_u = 1.4 \left(\overset{\text{CM}}{500 \times 3 \times \frac{5}{8}} + 500 \times 1.5 + \right. \\ \left. + 0.35 (0.5 - 0.18) \times 2200 + 170 \times 3 \times 5/8 + \right. \\ \left. + 170 \times 1.5 \right) = 3510.7 \text{ kg/m}$$

$\downarrow$ b_{viga}
 $\quad \quad \quad W_{\text{concreto}}$

$$\therefore M_u = \frac{w_u l_n^2}{10} = \frac{3511 (6 - 0.45)^2}{10} = 10815 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



$$d = 46.5 \text{ cm}$$

$$M_u = M_R = F_R \underline{0.9d} \quad A_s f_y$$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{M_R}{0.9 \times 0.9 \times 46.5 \times 4200}$$

$$A_{s \text{ req}} = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{A_{s \text{ req}}}{b d} = 0.0042$$

Para uma seção balanceada (Equação 2.2, NTC)

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}$$

donde $f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 \cdot 300 = 240 \text{ kg/cm}^2$
y $f_c'' = 0.85 f_c^* = 204 \text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow P_{bal} = \frac{204}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0229$$

Pero, según LTC 2.12.6,

$$P_{max} = 0.75 P_{bal} = 0.0171 > P_{req} \checkmark \checkmark$$

Posiblemente, una viga más pequeña sería adecuada. Sin embargo, los efectos sísmicos no se han considerado aún. El peralte, además, parece adecuado para un claro de 6m. $\left(\frac{l}{h} = \frac{600}{50} = 12 \checkmark \right)$

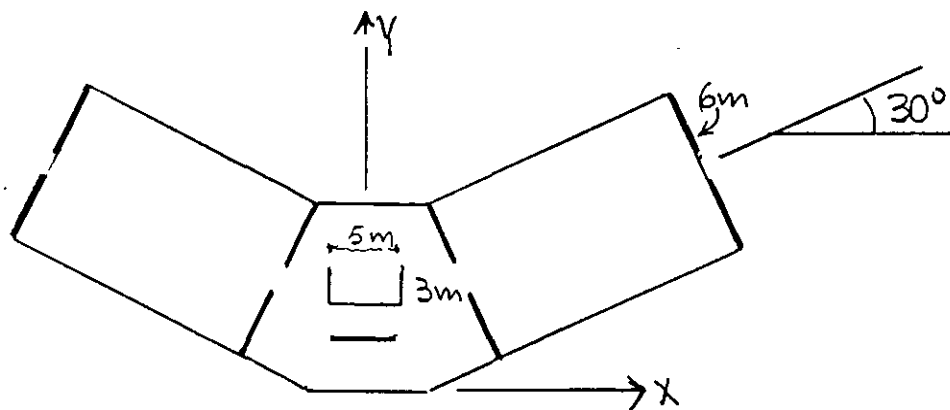
$\Rightarrow$ Usar $35 \times 50 \text{ cm}$ para todas las vigas de las alas

Nota: Se propuso 35cm. para que la relación entre los anchos de viga y columna (i.e., $35/45 = 0.78$) sea 75%, aprox.

d) MUROS

Se dimensionan los muros para resistir todo el cortante sísmico.

Croquis



Las fuerzas cortantes sísmicas totales son:

$$V_x = 237 \text{ ton}$$

$$V_y = 199 \text{ ton}$$

Criterio de Diseño: el esfuerzo cortante promedio en el concreto será menor que $0.5 \sqrt{f'_c}$

tomado de la ec. 2.18 ($V_c = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$)
para $\rho > 0.01$

Criterio de Análisis: los muros "inclinados" participan en las resistencias sobre x y y en función de su área multiplicada por $\sin^2 30^\circ$ y $\cos^2 30^\circ$, resp.

Dirección X (la otra dirección nos cierra, por inspección)

$$A_{req} = \frac{1.1 \times 237000 \text{ kg}}{0.80 \cdot I_{Fe}} \cdot \frac{1}{0.5 \sqrt{240}} = 42070 \text{ cm}^2 = 4.2 \text{ m}^2$$

Si $t = 20 \text{ cm}$

$$A_{muro} = 8 \times (6 \times 0.20 \times \sin^2 30^\circ) + 2 (5 \times 0.20) \\ = 4.4 \text{ m}^2 \quad \checkmark$$

RESUMEN

Secciones constantes en la altura

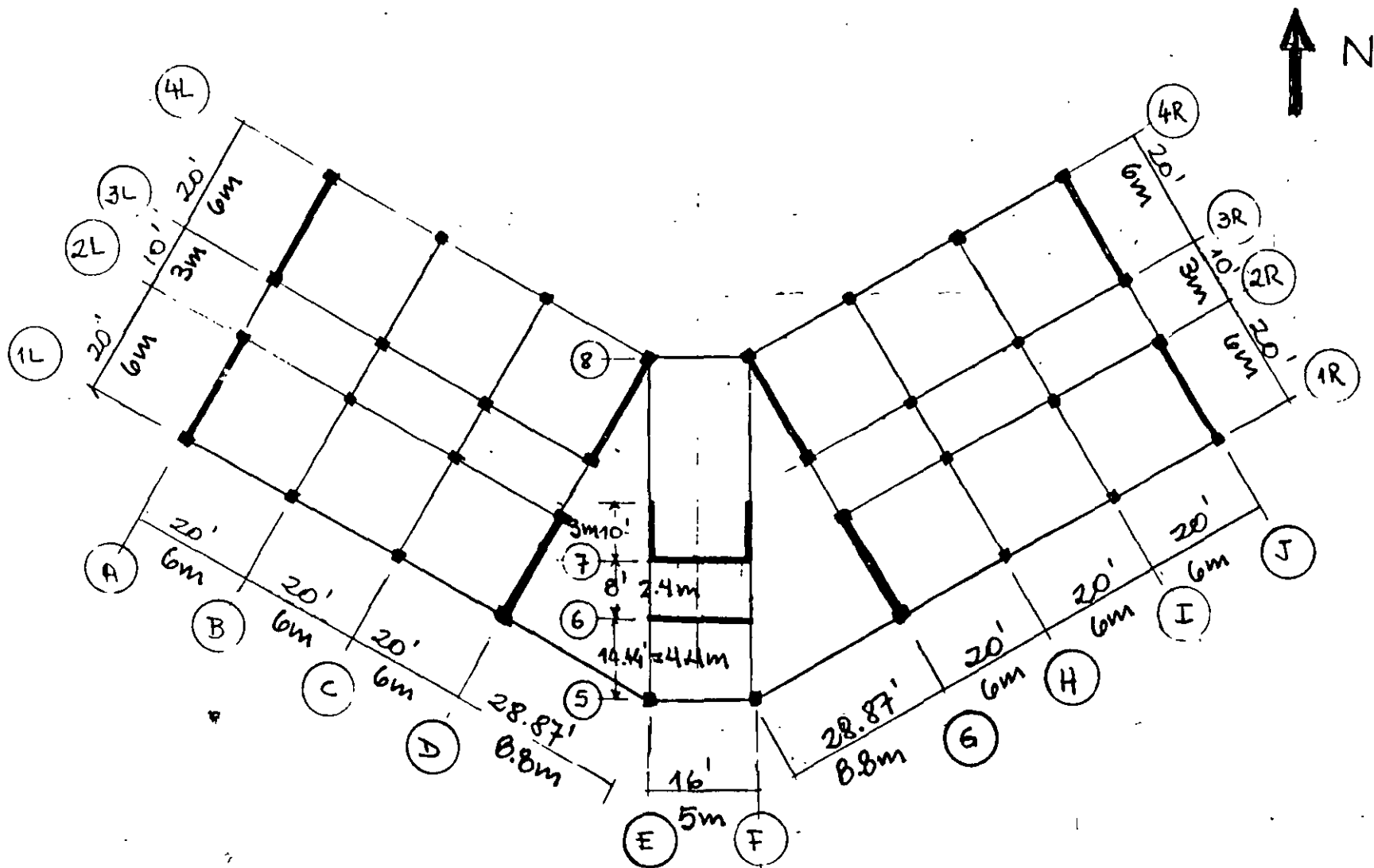
COLUMNAS : 45 cm x 45 cm

LOSA : 18 cm (t: espesor)

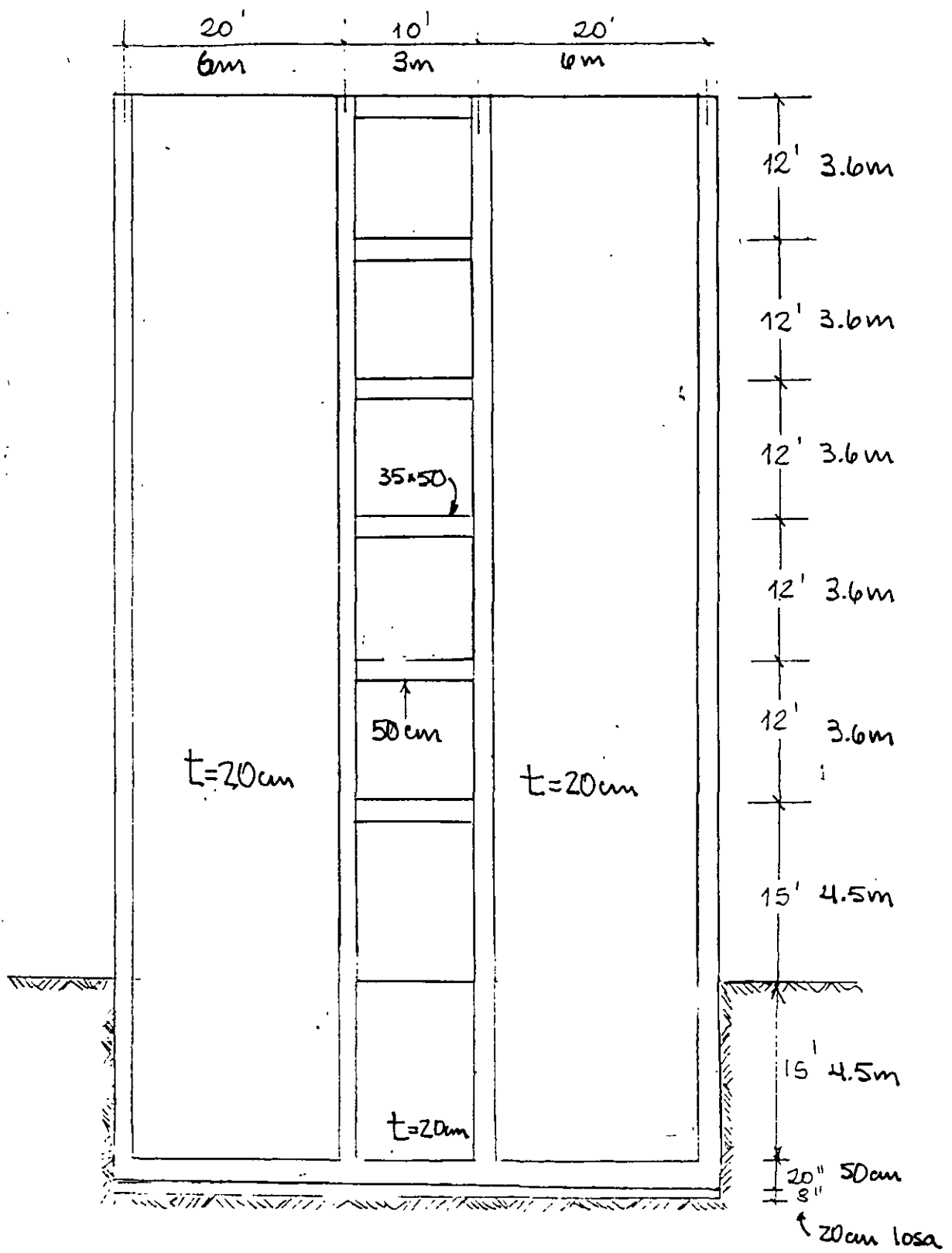
VIGAS : 35 cm x 50 cm (también contra traveses)

Muros : 20 cm (t: espesor)

LOSA CIMENTACIÓN : 20 cm (espesor).



PLANTA DEL EDIFICIO



ELEVACIÓN DE MUROS ACOPLADOS

4. ANALISIS ESTRUCTURAL

Hipótesis

- análisis elástico
- losa: diafragma rígido, aunque la forma del edificio sugiere "aleteo" del edificio
- se supone que el cajón de cimentación es rígido
- los elementos no estructurales (muros divisorios) no se consideran en el análisis

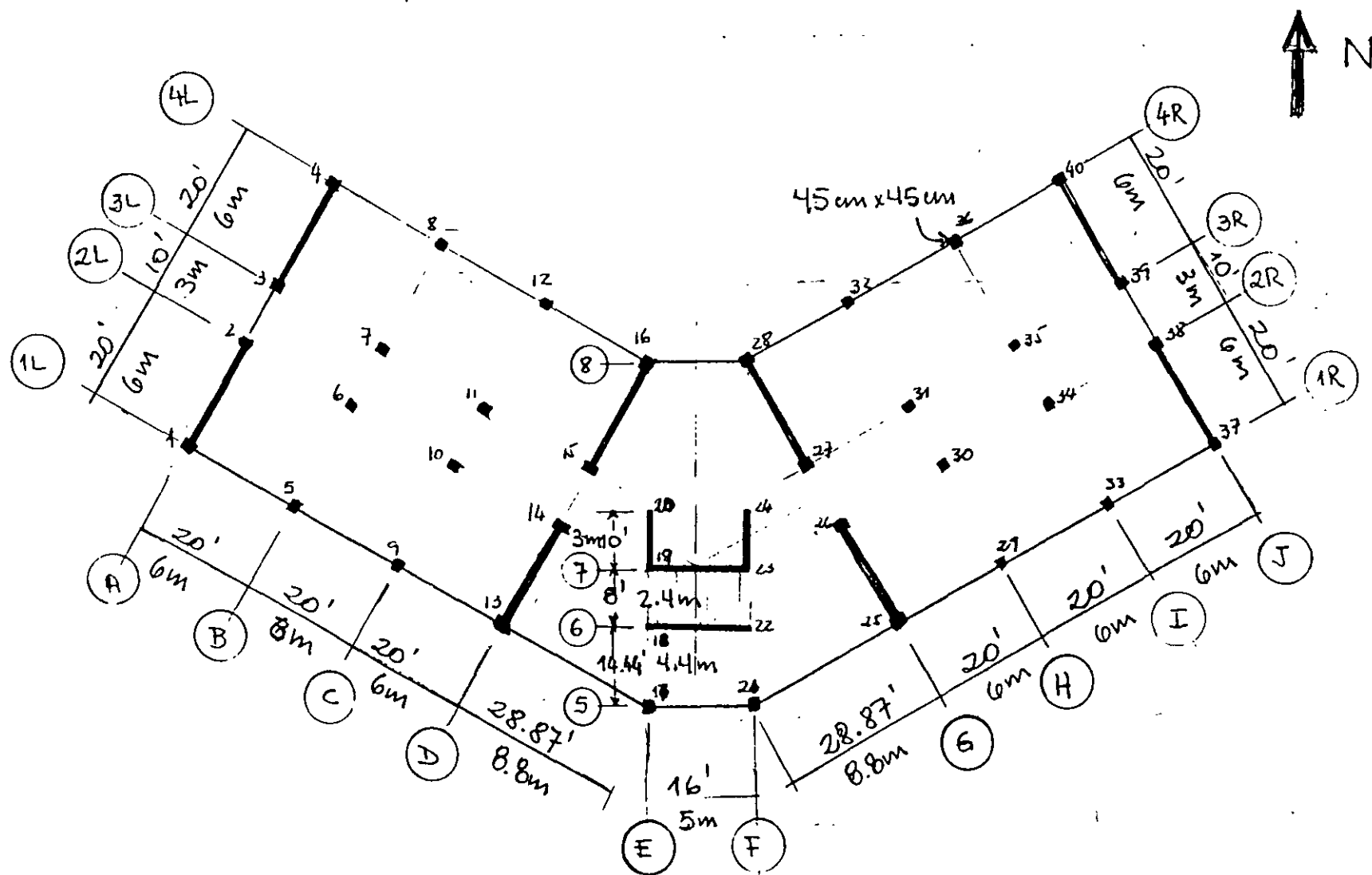
El edificio se modeló y analizó como estructura tridimensional usando el programa SUPER-ETABS

40 líneas de columna

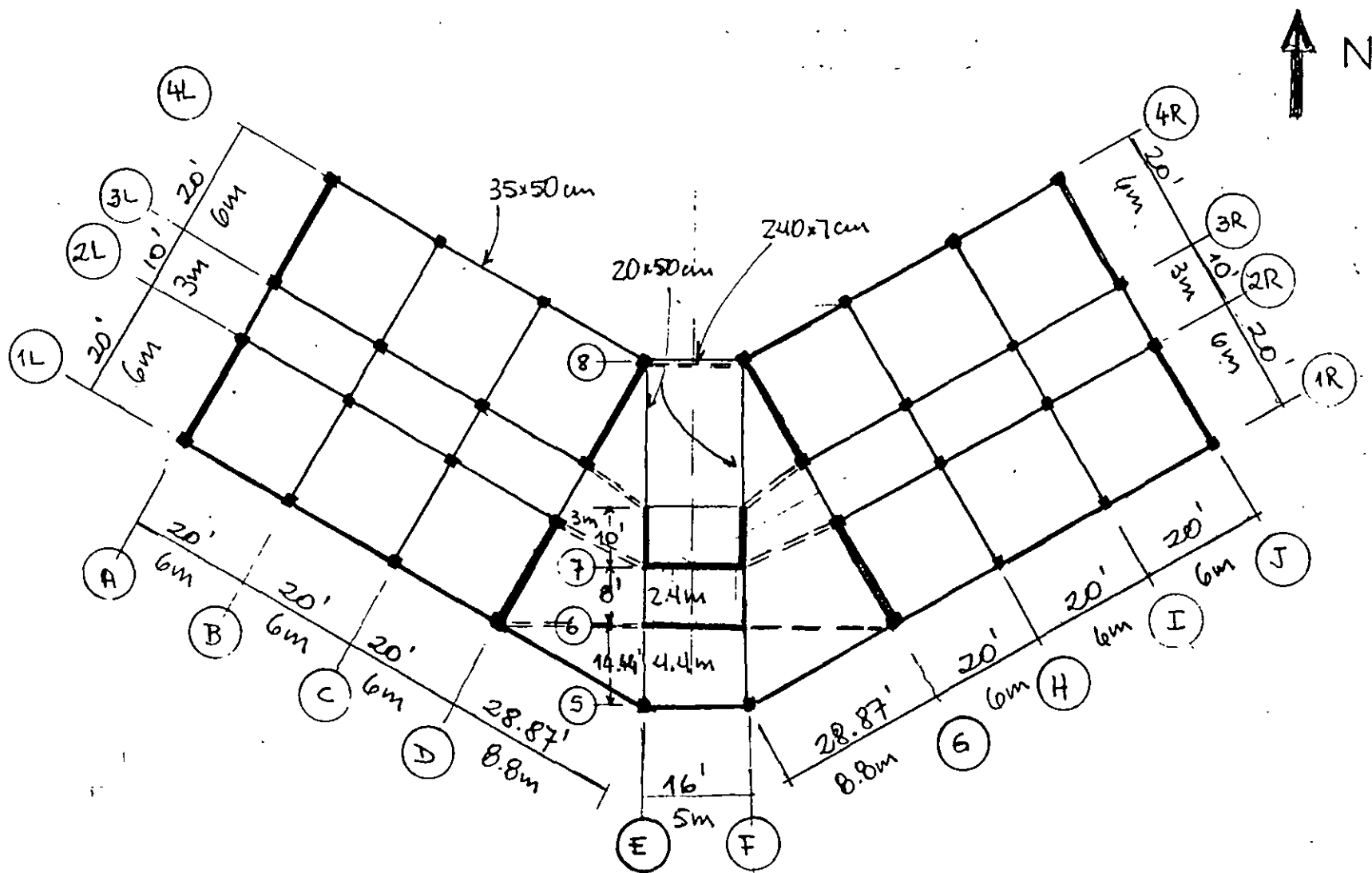
69 crujeías

102 elementos muro (paneles)

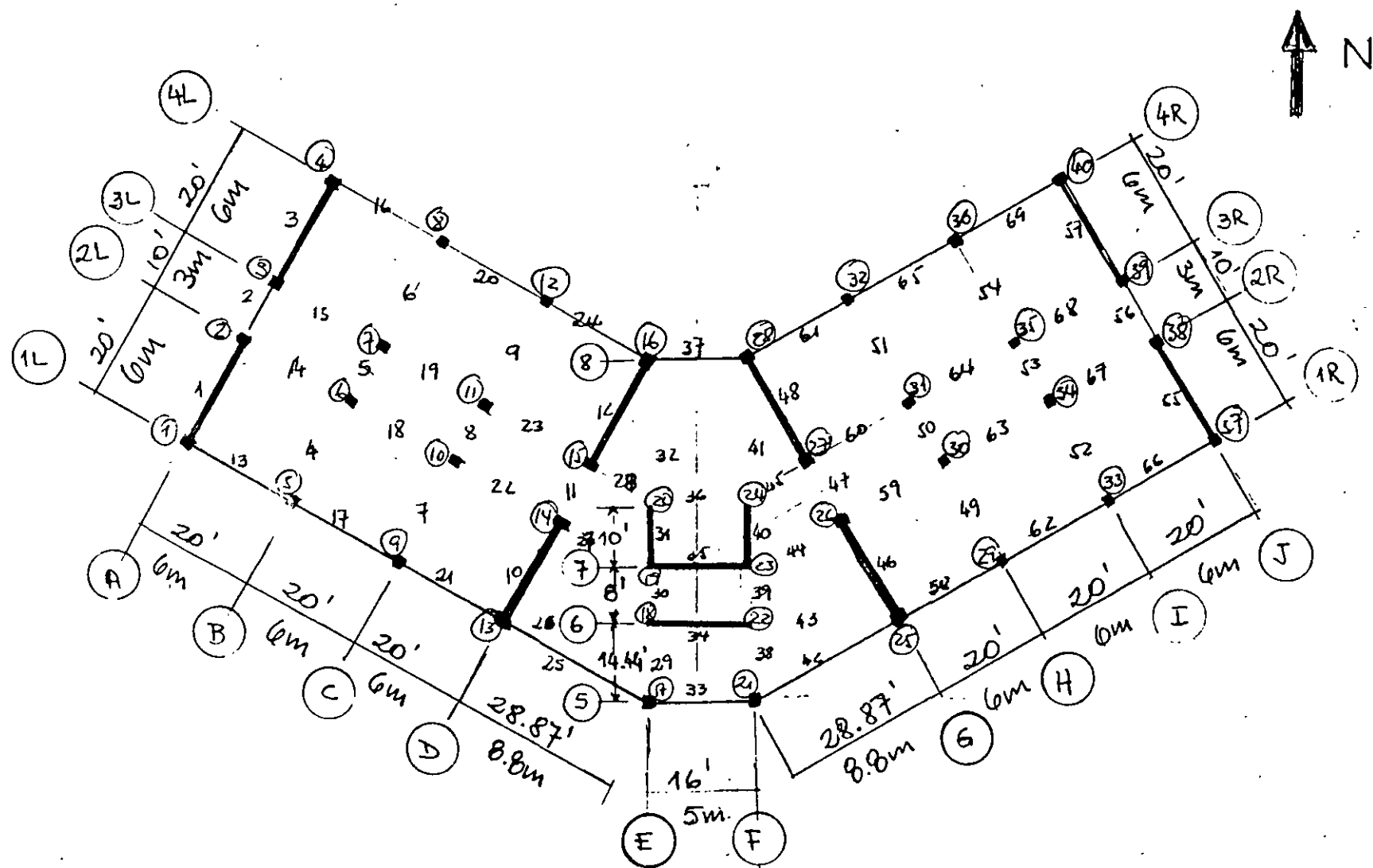
12 "contravientos flexibles" para estimar la distorsión ($AE/L = 6.4 \text{ kg/cm}$)



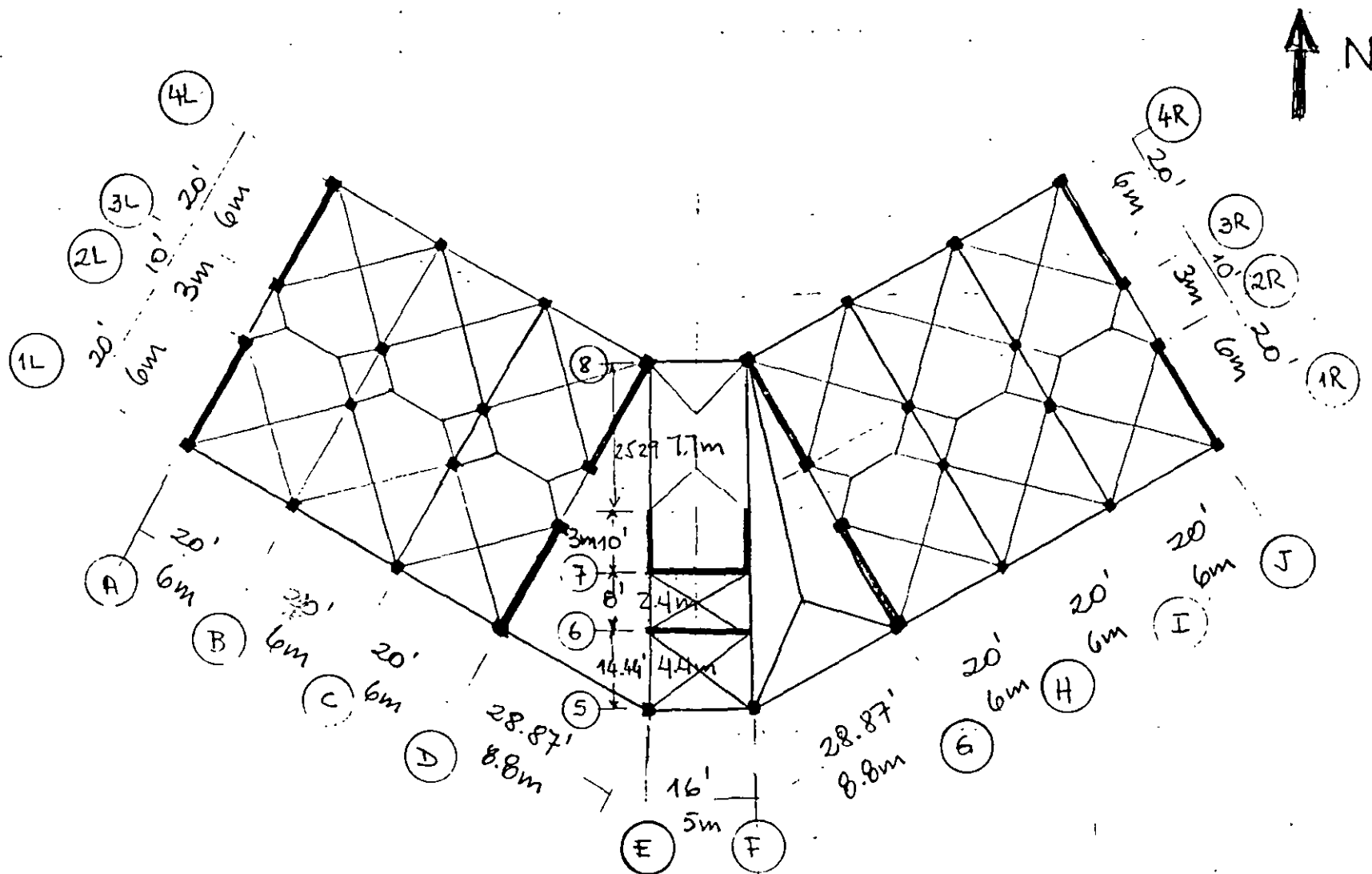
NUMERACIÓN DE LÍNEAS DE COLUMNAS.



DISTRIBUCIÓN DE LAS VIGAS



NUMERACION DE CRUZAS.



AREAS TRIBUTARIAS
CARGAS VERTICALES

a) ANÁLISIS ESTÁTICO

- altura total de la estructura : $2 \times 4.5 \text{ m} + 5 \times 3.6 \text{ m}$
 $= 27 \text{ m} < 60 \text{ m}$

$$- \frac{V}{W} = \frac{C}{Q'}$$

donde : $C = 1.5 (0.4) = 0.6$

$\rightarrow C$ para Zona III
 $\rightarrow$ factor de importancia de la estructura : Grupo A.

$Q = 3$: puesto que no se satisface que:

"en cada entrepiso los muros son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50% de la fuerza sísmica actuante" (NTCSismo)

Así mismo, en 4.5.2 de las NTC-Concreto, se señala que:

"en el diseño por sumo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará $Q' = 3$ "

Pero $Q' = \text{Factor de regularidad}$

El edificio no satisface las condiciones de regularidad :
1- Simetría
10- Torsión

$$\Rightarrow Q' = 0.8 Q = 2.4$$

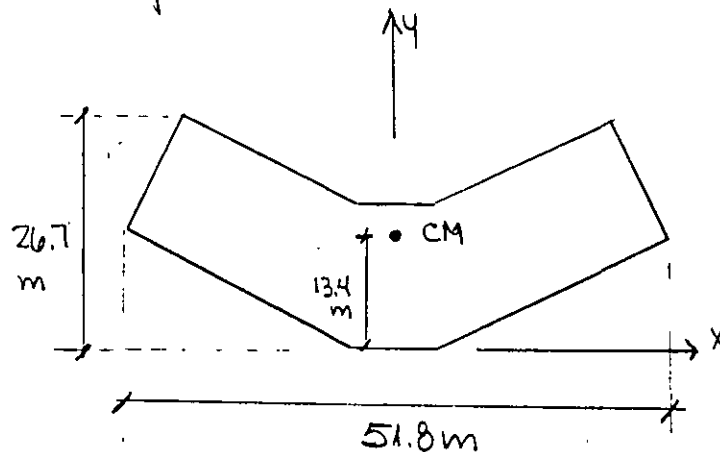
Por tanto, $\frac{V}{W} = \frac{0.6}{2.4}$

$$\frac{V}{W} = 0.25$$

* Los desplazamientos de entrepiso se multiplicarán por $Q=3$. Se verificará que: desplazamiento/altura entrepiso < 0.012
 porque los muros divisorios $\uparrow$ están separados de la estructura

Las fuerzas laterales se distribuyen en la altura del edificio. Estas fuerzas actuarán en el centro de masa del nivel (y las fuerzas cortantes en el centro de cortante).

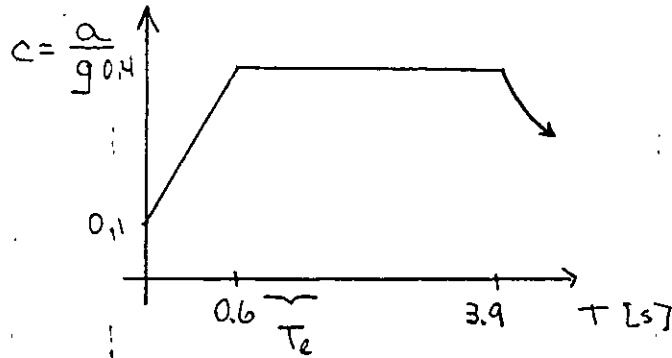
Para este edificio:



* importante considerar torsión en el análisis (J. Dany)

b) ANÁLISIS DINÁMICO

- debido a la asimetría
- espectro de diseño: Zona III (Zona de Lago)



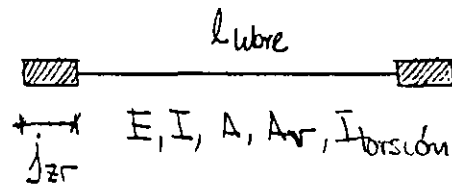
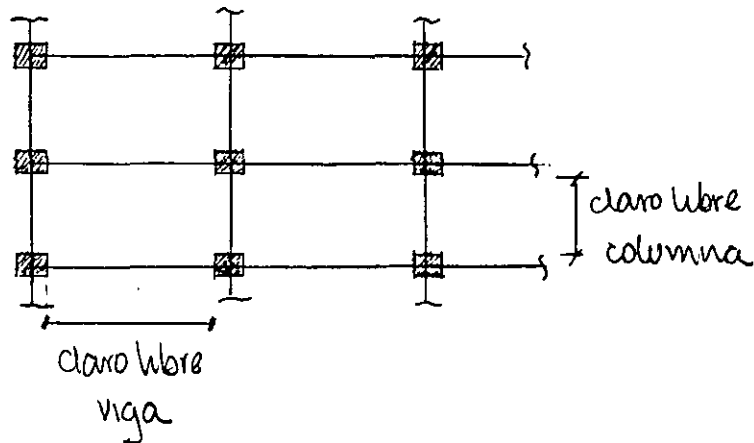
$$T_2 = 0.13 \sim 0.14 N \approx 0.8 s$$

- incluir $T_i \geq 0.4 s$
- usar espectro reducido: $Q' = 2.4$
- combinar respuestas: $S = \sqrt{\sum S_i^2}$

+ si los periodos de modos naturales difieren en menos de 10% entre sí: CQC (Complete Quadratic Combination = ETABS)

NOTA: las respuestas modales combinadas son las acciones, desplazamientos, y momentos mecánicos a estudiar. No usar una respuesta combinada S para obtener otro parámetro.

c) IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA



Si las propiedades de las secciones (A, I) son iguales a secciones no agrutadas, usar $J_{zr} = \frac{1}{3}$ ancho nudo

Si se usan propiedades agrutadas, $J_{zr} = \frac{1}{2}$ ancho nudo

Agrutamiento: vigas: $0.4 I_g$
 columnas $0.8 I_g$
 muros $0.25 I_g$

Para vigas

"L" : $I \approx 1.5 I_{rectangular}$

"T" : $I \approx 2 I_{rectangular}$

Para el análisis de la estructura, se consideraron las columnas y muros de la PB y 1^{er} piso como agrietados.

d) ANÁLISIS: se usó el Uniform Building Code 1985

o Pisos: Ajotea : 579 ton
Piso : 728 ton

Total : 4219 ton (no considera el peso del sótano)

Para V_x , $C = 0.057 W$ | para roca
 V_y , $C = 0.047 W$

Piso	Fuerzas [ton]	
	X- EW	Y- NS
5	55.6	46.6
4	58.7	49.2
3	47.5	39.9
2	36.3	30.5
1	25.1	21.1
PB	14.4	12.1

o Verificación del modelo matemático.

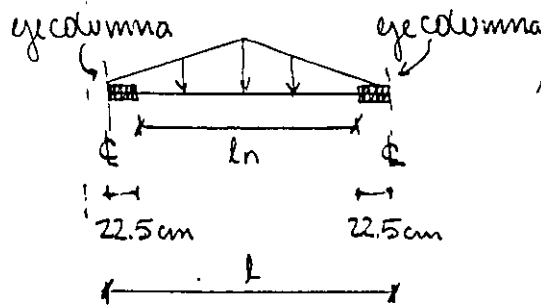
1) Simetría: cargas simétricas (verticales, mismo MY)
producción respuesta simétrica
- "cabeceo" con carga vertical

2) Cargas verticales

$$(\leq P_u)_{\text{análisis}} = (W_u)_{\text{edificio}} \quad (1)$$

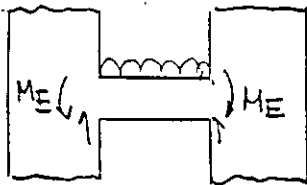
pero, $\checkmark$ $<$ $\checkmark$ de la salida.

La explicación es que los cortantes de empotramiento se calcularon usando el claro libre

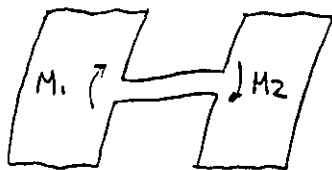


Si se usa l en lugar de l_n , se viola la LC (1).

3) otro efecto: ante carga vertical, los M de las vigas de acoplamiento son diferentes de M_E



Empotramiento



Ante carga vertical

Resultados del Análisis ante sismo.

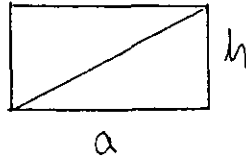
° Análisis Dinámico : períodos

$$\left. \begin{array}{l} T_x = 0.76s \\ T_y = 0.61s \\ T_\theta = 0.28s \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{masa modal efectiva } 70\% \\ \text{RSC} \end{array}$$

° Contravientos para medir distorsiones

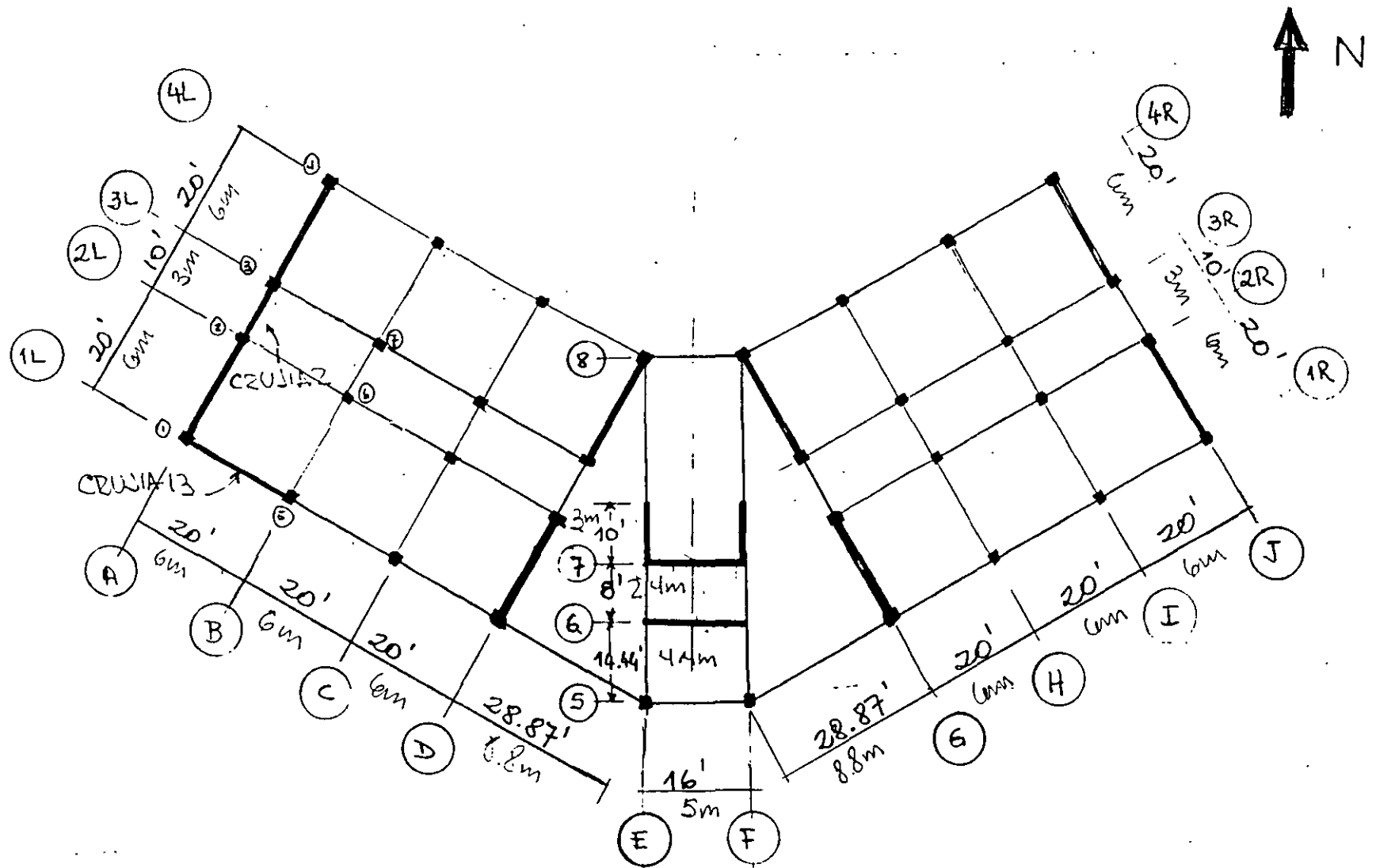
+ cruces 2 y 13 : para medir torsión

$$+ \text{distorsión} = 0.1N \left(\frac{a}{h} + \frac{h}{a} \right)$$

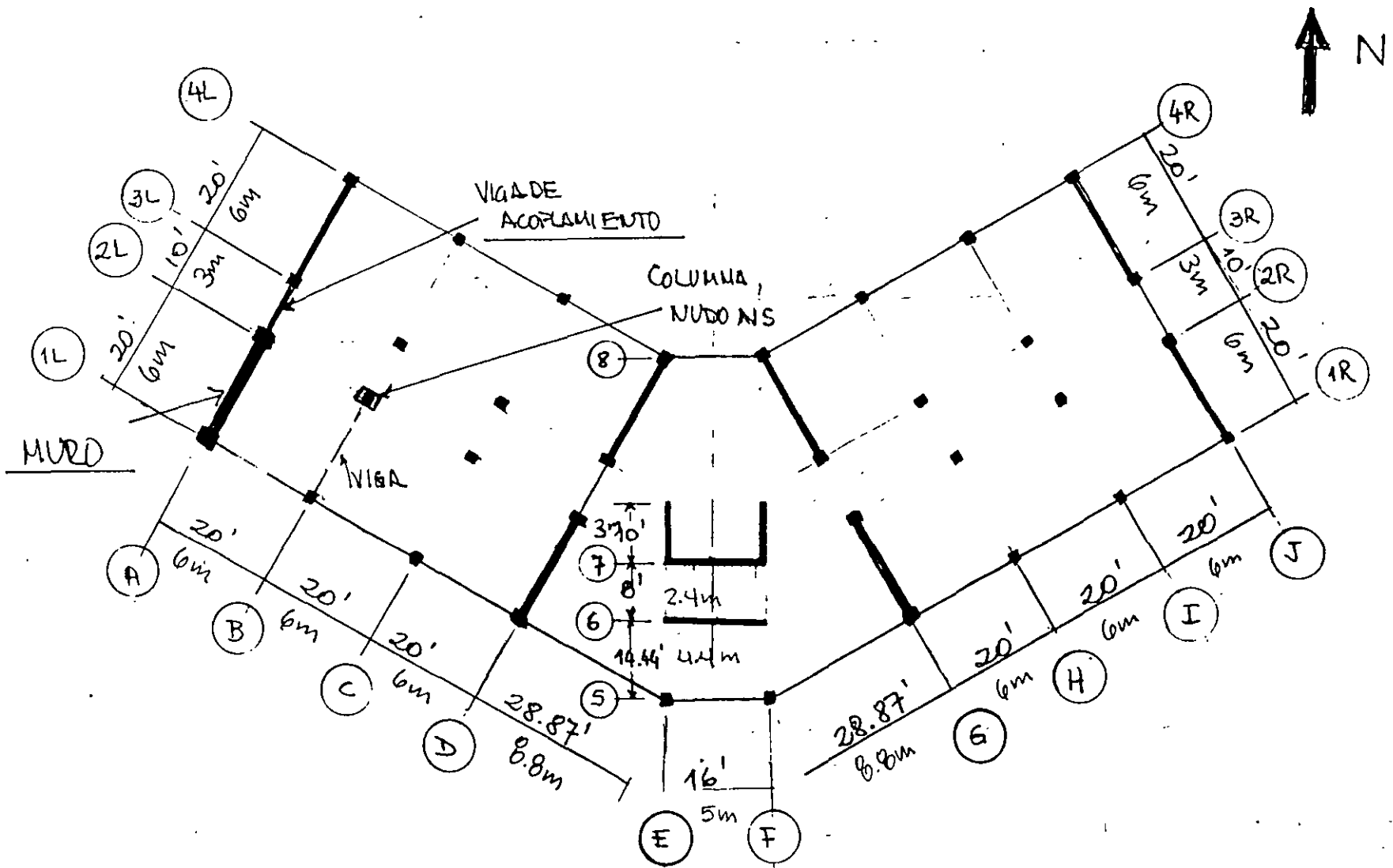


↑ carga normal : incluye
superposición modal

- + permite eliminar el cabeceo (aumentación flexión)
- + realmente mide los desplazamientos en los opticos versus el desplazamiento del piso registrado en el CM.
- + la máxima distorsión = 0.002.



CONTRAVIENTOS PARA ESTIMAR LA DISTORSIÓN.



ELEMENTOS DISEÑADOS

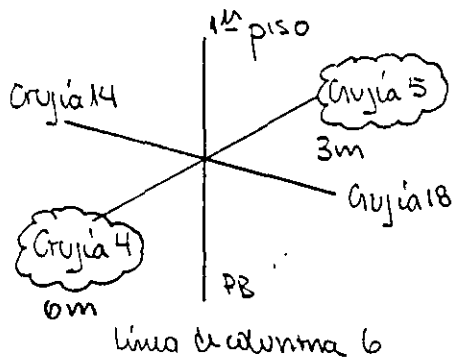
5- DISEÑO

Se diseñarán uno de los siguientes elementos:

- a) Viga
- b) Columna
- c) Junta Viga- columna
- d) Viga de acoplamiento
- e) muro

NOTA : se garantizarán las dimensiones en la construcción.

a) VIGAS



Vigas : $35 \times 50 \text{ cm}$ $d = 46.5 \text{ cm}$

Columna $45 \times 45 \text{ cm}$

a.1) Determinar A_s para vigas

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{300}}{4200} = 0.00289^*$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_{\text{bal}} = 0.0171 \text{ (ver Dimensionamiento)}$$

* en cada lado

$A_{s\min} = 2\#4$ continuas en el nodo

Cruje 4: $\checkmark M_u^- = 1060.6 \text{ ton cm} \Rightarrow \rho = 0.0064 \Rightarrow A_s = 10.5 \text{ cm}^2$
 $4\#6, A_s = 11.36 \text{ cm}^2$
 $M_u^+ = 554.7 \text{ ton cm} \Rightarrow \rho = 0.0022 < \rho_{\min} \Rightarrow A_s = 4.7 \text{ cm}^2$

Cruje 5: $M_u^- = 1210.8 \text{ ton cm} \Rightarrow \rho = 0.0047 \Rightarrow A_s = 7.45 \text{ cm}^2$
 $\checkmark M_u^+ = 871.8 \text{ ton cm} \Rightarrow \rho = 0.0034 \Rightarrow A_s = 5.51 \text{ cm}^2$
 $3\#5, A_s = 6.0 \text{ cm}^2$

Si revisamos, usando ec. 2.9 NTC-comando

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y (d - a/2) + A_s' f_y (d - d') \right]$$

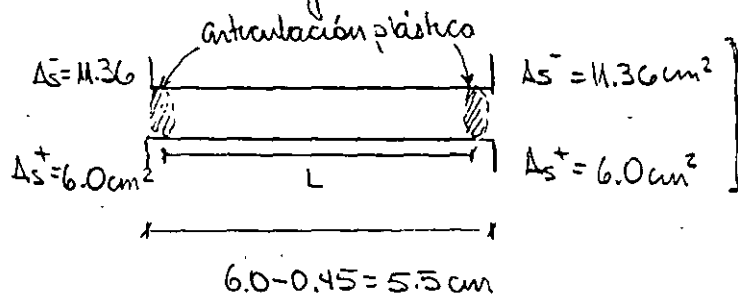
$$= 0.9 \left[(11.36 - 6.0) 4200 (46.5 - 3.15/2) + 6.0 \times 4200 (46.5 - 3.5) \right]$$

donde $a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c' b} = \frac{(11.36 - 6) 4200}{204 \cdot 35} = 3.15 \text{ cm}$

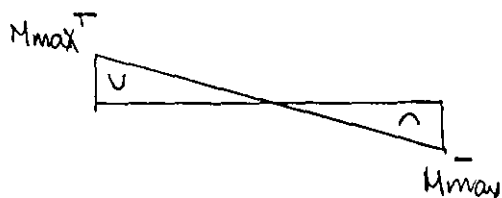
$M_R = 1885.4 \text{ ton cm} > M_u^-$ para la crujía 4.

a.2) Refuerzo de cortante

Se piensa que el acero estirado se mantiene en las secciones críticas de la crujía 4:



se satisface que $M_R^+ \geq 0.5 M_R^-$



según 5.2.4 de NTC podemos diseñar para carga constante:

+ por capacidad : factores de reducción
espuma acero = 1.25 fy
carga viva ajustada por Fc.

$$V_{max} = \frac{M_{max}^+ + M_{max}^-}{L} + \frac{wL}{2} \approx \frac{\alpha(M_{max}^+ + M_{max}^-)}{L} + \frac{wL}{2}$$

$$M_{max}^- = \frac{M_e^-}{F_c} = \frac{1885.4}{0.9} = 2095 \text{ ton.cm}$$

$$M_{max}^+ = 1127 \text{ ton.cm}$$

$$w = 2387 \text{ kg/m} \quad (\text{obtenido en forma similar al prediseño})$$

$$V_{max} = \frac{(2095 + 1127) \cdot 1.25}{600} + \frac{2.4 \cdot 6}{2}$$

$$V_{max} = 6.7 + 7.2 = 14.0 \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{V_{max}}{F_c} = 14.0 \text{ ton}$$

+ de Vanóles, con $F_c = 0.6$ (en lugar de 0.8)

$$Vanóles = 11.7 \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{Vanóles}{0.6} = 19.5 \text{ ton}$$

$\Rightarrow$ diseñar para $V_n = 19.5 \text{ ton}$

Puesto que $V_{sumo} < 0.5 V_n \approx (19.5^t)$

se considera la contribución del concreto a cortante.

Puesto que $p < 0.01$, usar ec. 2.17:

$$\begin{aligned} V_{cr} &= F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c'} \\ &\quad \downarrow \\ &= 0.6 \cdot 35 \cdot 46.5 (0.2 + 30 \cdot 0.0064) \sqrt{240} \\ &= 5930 \text{ kg} < 1.5 \cdot 0.6 b d \sqrt{f_c'} = 22690 \text{ kg} \\ &\quad \quad \quad \downarrow F_R \end{aligned}$$

Acto tema: $V_u - V_{cr} = 11.7 - 5.9 = 5.8^t$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{cr}} \quad \text{ec. 2.21}$$

E#3

cinados

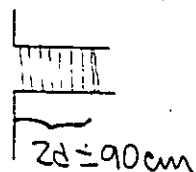
$$S = \frac{0.6 \cdot 2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 46.5}{5800} = 29 \text{ cm}!$$

$$S_{may} = \frac{0.6 \cdot 2 \cdot 0.71 \cdot 4200}{3.5 \cdot 35} = 29 \text{ cm}, \text{ y } S_{may} = 0.5d = 20 \text{ cm}$$

$$\underline{\text{E\#3, cinados } S=20 \text{ cm}}$$

a.3) Refuerzo por confinamiento.

+ extremo: 2d a partir cara columna



1^{er} estribo a 5cm de la cara

2d = 90cm

Según 5.2.3,

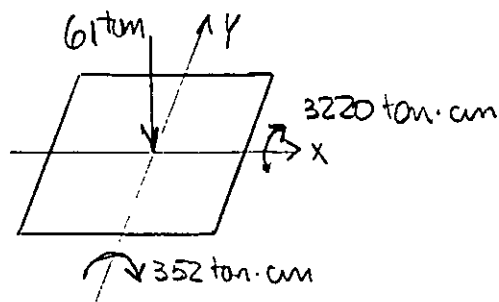
$$S \leq \begin{cases} 0.25d = 11 \text{ cm} \\ 8d_{b_{\min}} = 12.5 \text{ cm} \text{ (#5)} \\ 24d_{b_{\text{estribo}}} = 23 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

usar $s=10 \text{ cm}$ | 

- dobles 135°
- extensión 10 db (9.5 cm); !

Fuera de la zona de la articulación plástica: $s_{\max} \leq 0.5d = 23 \text{ cm}$
usar $s=20 \text{ cm}$ (O.K.)

b) COLUMNA



b.1) Diseño por flexión

$$M_{ux} = 352 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$M_{uy} = 3220 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$\begin{aligned} e_x &= 6 \text{ cm} \\ e_y &= 53 \text{ cm} \end{aligned} \left\} > 0.05h = 2.25 \text{ cm} \checkmark \right. \leftarrow e_{\min}$$

Según 5.3 (NTC-Concreto): miembro a flexo compresión si

$$P_u > A_g f'_c / 10$$

$$\frac{A_g f'_c}{10} = \frac{45^2 \cdot 300}{10} = 60.8 \text{ ton (está en el límite)}$$

de ser considerada a flexión)

Para fines del ejemplo $\Rightarrow$ flexo compresión

Usaremos las gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado (Serie 428 Instituto de Ingeniería).

$$R_x = \frac{352000}{0.8 \cdot 45^3 \cdot 204} = 0.024$$

$L > F_R$

$$\left(R = \frac{M}{F_c b h^2 f'_c} \right)$$

$$R_y = \frac{3220000}{0.8 \cdot 45^3 \cdot 204} = 0.217$$

$$R_x / R_y = 0.11$$

$$k = \frac{P_u}{F_c b h L_c} = \frac{61000}{0.8 \cdot 45^2 \cdot 204} = 0.185$$

Platte efectivo: $d = h - r = 45 - r = 40 \text{ cm}$
 $r = 3 + 2 = 5 \text{ cm}$

$\Rightarrow d/b = 40/45 = 0.89$ usar 0.9

Para $R_x/R_y = 0.5$, Figura 42 (ver página 55) $q = 0.7$

$R_x/R_y = 0$, Figura 10 (ver página 54) $q = 0.5$

interpolando para $R_x/R_y = 0.11$, $q = 0.54$

Ento $q = \frac{A_s}{bh} \frac{f_y}{f'_c}$

$A_s = qbh \frac{f'_c}{f_y} = 0.54 \times 45 \times 45 \frac{204}{4200}$

$A_s = 53.1 \text{ cm}^2$

Usar 12 # 8 $A_s = 61.2 \text{ cm}^2$

$\rho = 61.2/45^2 = 0.03 < \rho_{max} = 0.04$
 $\rho_{min} = 0.01$

Para miembros directos se satisface que:

- $h_{min} \geq 30 \text{ cm}$
- $A_g > R_u / 0.5 f'_c$
- $b/h \leq 0.4$
- $H'/h = 310/45 = 6.9 < 15$

Para asegurar un comportamiento "viga débil - columna fuerte".

$$\frac{\sum M_{\text{col}}}{\sum M_{\text{vigas}}} \geq 1.5$$

donde los momentos se refieren a momentos resultantes referidos al centro del nodo

Para M_{columna} : $A_s = 61.2 \text{ cm}^2$

$$q = \frac{61.2}{45^2} \cdot \frac{4200}{204} = 0.62$$

$$\gamma k = 0.185$$

de la Figura 10, $R = 0.30$
(II-420)

$$\Rightarrow M_R = R F_c b h^2 f'_c$$

$$= 0.3 \cdot 0.8 \cdot 45^3 \cdot 204$$

$$= 4461 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$\Rightarrow \frac{\sum M_{\text{col}}}{\sum M_{\text{viga}}} = \frac{2 \cdot 4461}{1885 + 0.9 \cdot 1127} = 3$$

(ϕM_n)

✓ Para las vigas
14 y 18 la razón
da 1.45 ✓

* debería incluirse 1.25
p/vigas

b.2) Traslape

sólo se permite a la mitad central del elemento

$$\text{Traslape} \geq \begin{cases} 1.33 L_d & (\text{según 3.9.1}) \\ (0.01 f_y - 6) d_b \end{cases}$$

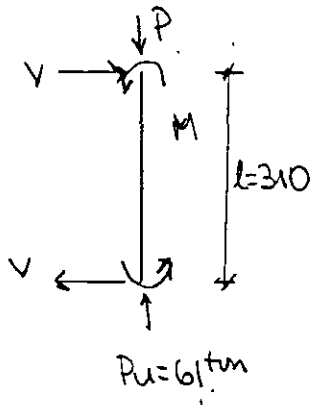
$$\text{Pero } L_d = L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

$$\Rightarrow \text{traslape} = 1.33 \times 0.06 \frac{5.1 \times 4200}{\sqrt{300}} = 99 \text{ cm} \Rightarrow 1 \text{ m}$$

que debe ser mayor que. $1.33 \times 0.006 \times 2.5 \times 4200 = 84 \text{ cm}$

b.3) Diseño por cortante

Las columnas se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes de que se formen articulaciones plásticas en las vigas (5.3.5)



Diseño por capacidad

$$M = 0.5 (1.5 \leq M_{\text{vigas}})$$

$$M = 0.5 [1.5 (1885 + 0.9 \cdot 1127)]$$

$$= 2174 \text{ tm} \cdot \text{cm} \text{ (que es } 0.5 M_{\text{real}} \text{ aprox.)}$$

$$V_u = \frac{2M}{l} = \frac{2 \times 2174}{310} = 14 \text{ tm}$$

Según 2.1.5

$$V_{c2} = 0.5 F_2 b d \sqrt{f_c'} (1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g})$$

para $p > 0.01$ ($p_{\text{col}} = 0.03$)

$$= 0.5 \cdot 0.8 \cdot 45 \cdot 40 \sqrt{204} (1 + 0.007 \cdot 61000 / 45^2)$$

$$= 12.5 \text{ tm}$$

Puo

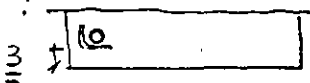
$$S = \frac{F_e A_v f_y d}{V_u - V_{c2}}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_u - V_{cr}}{F_R f_y d} = \frac{1500}{0.8 \cdot 4200 \cdot 416.5} = 0.0096 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$$

5.4) Por confinamiento (según 5.2.4)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} h_c = 0.3 \left(\frac{45^2}{39^2} - 1 \right) \frac{300}{4200} 39 = 0.271 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0.12 \frac{f'_c}{f_y} h_c = 0.12 \frac{300}{4200} 39 = 0.334 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$


 $h_c = 45 - 6 = 39 \text{ cm}$
 2×39

Por la última, $\frac{A_{sh}}{S} = 0.334$

$$S \leq \begin{cases} n/4 = 11 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \quad \left| \text{según 5.3.4} \right.$$

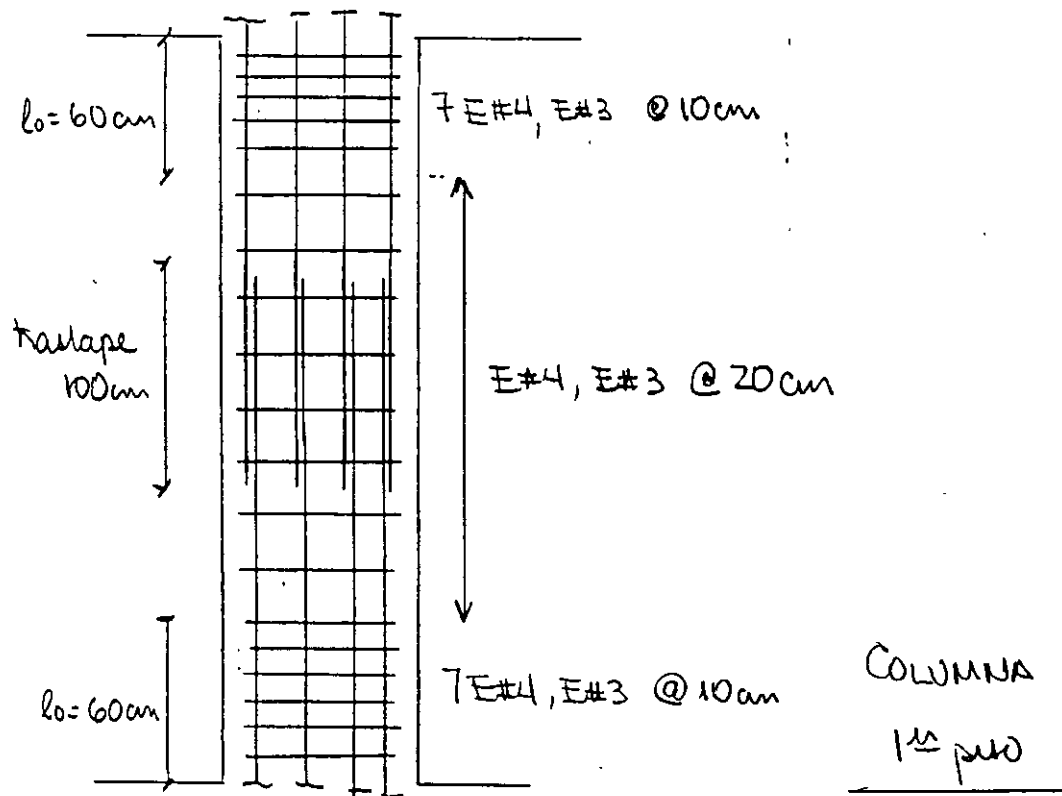
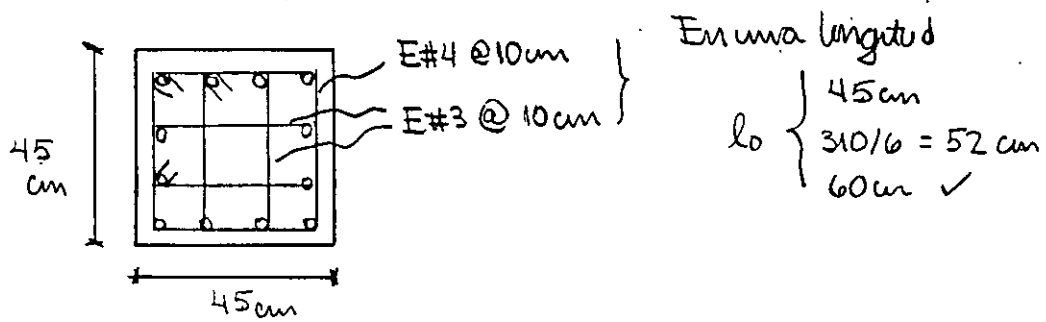
según 4.3.3

- $\frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b = \frac{850}{\sqrt{4200}} 2.5 = 33 \text{ cm}$
 $\downarrow$
 $\#8$
- $48 d_{h_{\text{columna}}} = 48 \cdot 1.25 = 60 \text{ cm}$
- $n/2 = 23 \text{ cm}$

Por $S = 10 \text{ cm}$

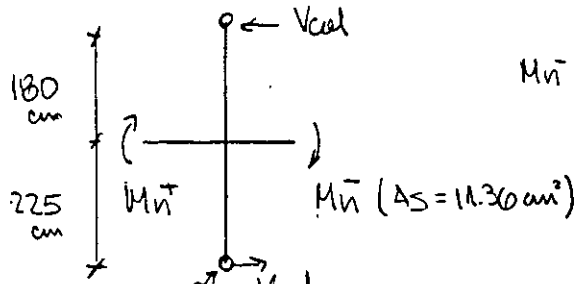
$$\Rightarrow A_{sh} = 0.334 \cdot 10 = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } E \# 4, E \# 3 @ 10 \text{ cm} \Rightarrow A_{sh} = 4 \text{ cm}^2$$



c) JUNTA VIGA-COLUMNA

c.1) Resistencia al corte



$$M_n^-: a = \frac{1.25 f_y A_s}{f_c' b} = \frac{1.25 \times 4200 \times 11.36}{204 \times 35} =$$

$$a = 8.35 \text{ cm}$$

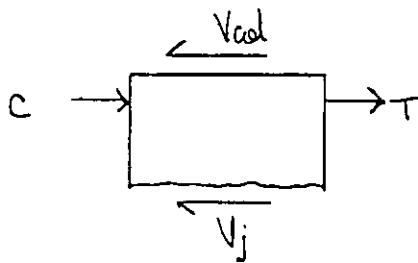
punto de inflexión a la mitad de la altura de la columna

$$M_n^- = 1.25 \times 4200 \times 11.36 \left(46.5 - \frac{8.35}{2} \right) = 2524 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$M_n^+: a = \frac{1.25 \times 4200 \times 6}{204 \times 35} = 4.41 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M_n^+ = 1395 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$\text{Puro } V_{col} = \frac{\sum M_n}{180 + 225} = \frac{2524 + 1395}{405} = 9.7 \text{ ton}$$



$$C = 1.25 \times 4200 \times 6.0 = 31.5 \text{ ton}$$

$$T = 1.25 \times 4200 \times 11.36 = 59.6 \text{ ton}$$

$$V_j = 31.5 + 59.6 - 9.7 = 81.4 \text{ ton}$$

Puesto que el nudo está confinado en 75% por el ancho de las trabes,

$$V_{Rj} = 5.5 F_R \sqrt{f_c'} b_e h, \quad b_e = \frac{b_{viga} + b_{col}}{2} = \frac{45 + 35}{2} = 40 \text{ cm}$$

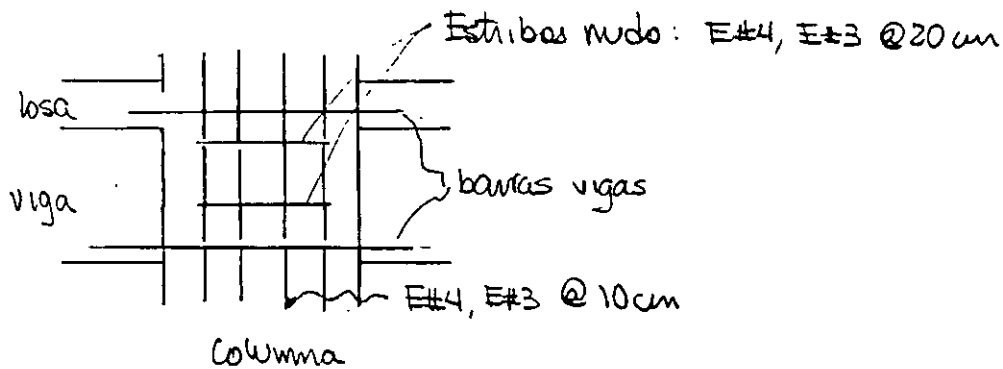
$$= 5.5 \times 0.8 \times \sqrt{240} \times 40 \times 45$$

$$= 123 \text{ ton} > V_j \checkmark$$

c.2) Refuerzo transversal de confinamiento

Puesto que el nudo está confinado por cuatro traveses, con relación de anchos viga / columna > 0.75 ,

⇒ reducir el refuerzo transversal de la columna, con 2 juegos de estribos entre los techos superior e inferior ← importante



c.3) Anclaje del refuerzo *

Según 5.4.4, punto que los muros tienen más del 50% de la fuerza lateral,

$$\frac{h}{d_b} \geq 15$$

Para barras de columna

$$\frac{h_{viga}}{d_{b\text{ columna}}} = \frac{50}{2.5} = 20 \checkmark$$

#8

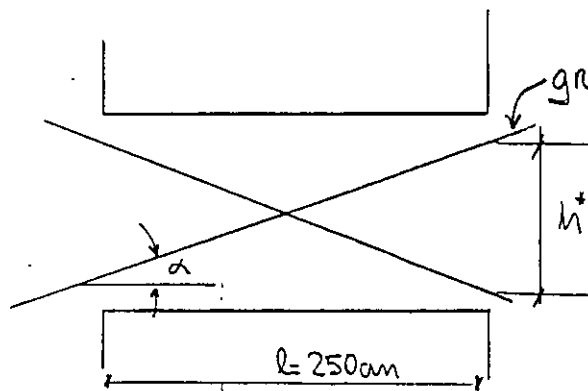
$$\frac{h_{columna}}{d_{b\text{ viga}}} = \frac{45}{1.9} = 23 \checkmark$$

#6

* a menudo controla el nudo, especialmente columnas

Según 5.4.1, se deben incluir dibujos acotados y a escala en los planos, del refuerzo en las uniones vigas-columna

4) VIGAS DIAFRAGMA DE ACORRIENTO

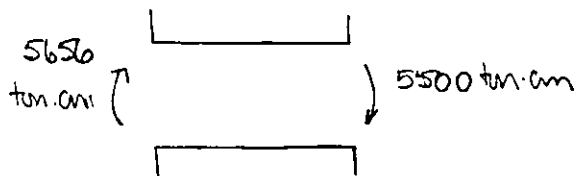


$$M = Th^* \cos \alpha$$

$$V = (T + C) \sin \alpha$$

En nuestro caso. $l = 250 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$ ($l/h = 5 > 2$)

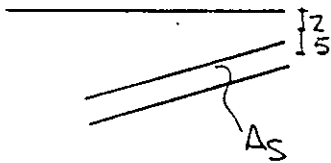
↑ máximo para NTC
EDF (4.14.2)



Por facilidad, $M = 5660 \text{ ton.cm}$

$$M_{\text{máx}} \approx \alpha M = 1.25 \cdot 5660 = 7075$$

$$\text{As } h^* = 36 \text{ cm y } \alpha = \arctan 0.2 = 11.3^\circ$$



$$T = \frac{M_{\text{máx}}}{h^* \cos \alpha} = \frac{7075}{36 \cdot \cos 11.3^\circ}$$

$$T = 200 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{T}{f_y} = \frac{200}{4.2} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{usar } 6 \# 10$$

$$A_s = 49.14 \text{ cm}^2$$

(Pase sobre $V = (T + C) \sin \alpha$, $T = 144 \text{ ton}$)

Las diagonales se anclaran según 3.1.1c) multiplicado por 1.5

$$1.5L_d = 1.5 \cdot 0.06 \frac{A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 1.5 \cdot 0.006 d_b f_y$$

$$1.5 \cdot 0.006 \cdot 3.175 \cdot 4200 = 120 \text{ cm}$$

$$1.5 \cdot 0.06 \frac{8.19 \cdot 4200}{\sqrt{300}} = 178 \text{ cm} \checkmark$$

Estribos:

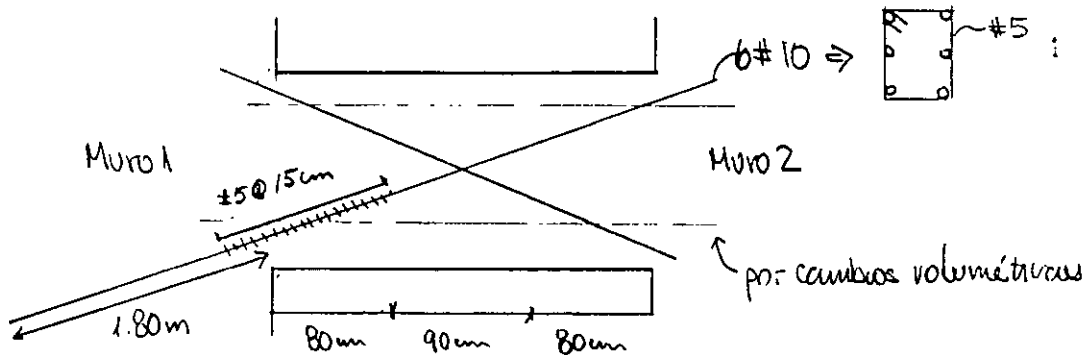
$$\cdot \frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b = \frac{850}{\sqrt{4200}} 3.175 = 42 \text{ cm}$$

$S \leq$

$$\cdot 48 d_{b_{\text{estribo}}} = 48 \cdot \frac{5}{8} \cdot 2.54 = 76.2 \text{ cm}$$

$$\cdot 35/2 = 17.5 \text{ cm} \text{ regl, usar } S = 15 \text{ cm}$$

↑ menor dimensión

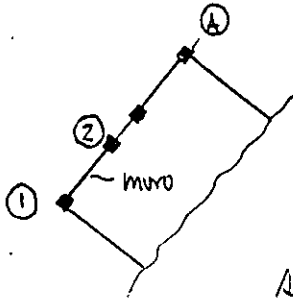


El resto de la viga lleva refuerzo por cambios volumétricos:
 Si $\rho = 0.002$, $A_s = 50 \times 35 \times 0.002 = 3.5 \text{ cm}^2$
 (3.10)

$\Rightarrow$ Usar #2.5 @ 50cm (verticales) no dibujados
 2 $\pm$ 3 horizontales

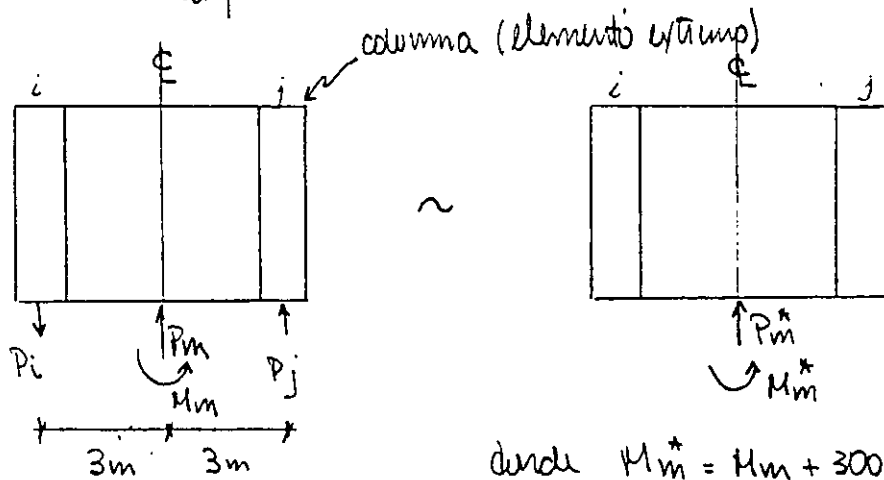
e) MUROS DE CONCRETO

Se dimensiona el muro de la planta baja entre columnas 1 y 2.



Del dimensionamiento: $t = 20 \text{ cm}$
 $h = 45 \text{ cm}$

De acuerdo al modelo de la estructura, se obtuvieron elementos mecánicos en las columnas y en el muro. Se debe incorporar la carga axial de las columnas en la carga axial y flexión del muro. De esta forma:

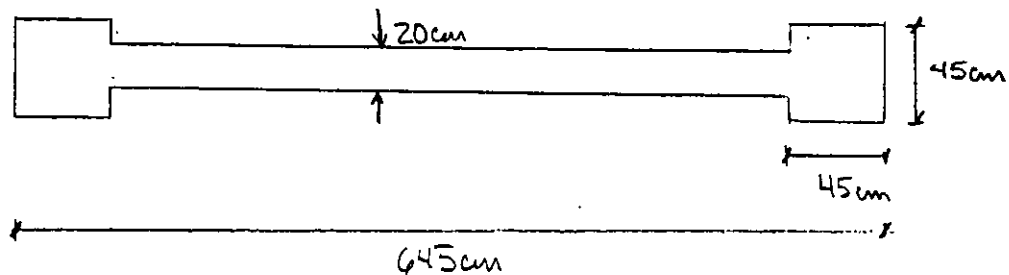


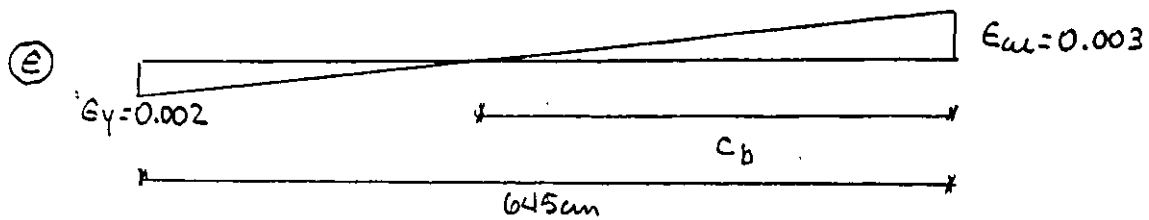
$$\text{donde } M_m^* = M_m + 300(P_i + P_j)$$

$$P_m^* = P_m - P_i + P_j$$

La carga de compresión más alta puede ser de 362 ton. y de tensión de 143 ton.

Para tener idea de la peor combinación de carga, considerando carga axial, estimaremos en forma aproximada, la carga axial balanceada.





$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{0.002}{645 - c_b}$$

$$\Rightarrow c_b = \frac{0.003(645)}{0.005} = 387 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es de

$$a_b = 0.8 \cdot c_b = 309.6 \text{ cm}$$

La carga axial balanceada será:

$$P_b = \underbrace{0.85 f_c'}_{f_c''} a_b + A_s' f_y - A_s f_s$$

Suponiendo que $A_s' = A_s$, $f_y = f_s$ y $b = 20 \text{ cm}$

$$P_b = 204 \times 309.6 \times 20 / 1000$$

$$= 1263 \text{ ton (compresión)}$$

** Es claro que la máxima carga de compresión está muy por debajo de P_b .

$\Rightarrow$ la condición crítica de carga es:

$$M_u = 302,550 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$P_u = 143 \text{ ton (tensión)}$$

$$V_u = 294 \text{ ton (se verificará por capacidad)}$$

e.1) Diseño por cortante

La fuerza cortante $V_u = 294 \text{ ton}$ es constante en la altura del muro en el primer entrepiso.

Verifiquemos que $V_{u\max} > V_u$ (4.5.2 NTC-Concreto)

$$V_{u\max} = 2 F_R L \pm \sqrt{f_c'} = 2 \times 0.8 \times 645 \times 20 \sqrt{240} / 1000$$

$$= 320 \text{ ton} > 294 \text{ ton} \checkmark$$

Puesto que $\frac{H}{L} = \frac{2250}{645} = 3.5 > 2$, el cortante que

forma el concreto se evalúa con la EC. 2.18 (para vigas), afectada por un factor que considere la carga axial a tensión

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c'} \underbrace{(1 - 0.03 \frac{P_u}{A_g})}_{\text{factor tensión}} \text{ si } p \geq 0.01$$

donde $b = 20 \text{ cm}$

$$d = 0.8 L = 0.8 \times 645 = 516 \text{ cm}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{143000}{2 \times 45^2 + 20(600 - 45)} = 9.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cR} = 0.5 \times 0.8 \times 20 \times 516 \times \sqrt{240} (1 - 0.03 \times 9.4) / 1000$$

$$V_{cR} = 45.8 \text{ ton}$$

El acero horizontal se determina como (EC. 4.6)

$$\rho_h = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y d t} = \frac{294000 - 45800}{0.8 \times 4200 \times 516 \times 20} = 0.0072 > \rho_{\min} \checkmark$$

donde $\rho_{\min} = 0.0025$

Nota V_{ce} se determinó con 2.18 para $p \geq 0.01$, pero $p_n < 0.01$

usando 2.17 con $p_n = 0.007$

$$V_{ce} = 38.2 \text{ tm}$$

$$\gamma \quad p_n = 0.0074 \quad \text{Poco sensible.}$$

$$\text{Si } t = 20 \text{ cm} \quad \gamma \quad p_n = \frac{A_{vh}}{S_{vt}}$$

$$\frac{A_{vh}}{S} = 0.148 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Puesto que $t > 15 \text{ cm}$, se colocará el refuerzo en 2 capas. Si se usan 2#5 ($A_{vh} = 4 \text{ cm}^2$),

$$S = 4 / 0.148 = 27 \text{ cm}$$

$$S = 25 \text{ cm} < s_{\text{máx}} = 35 \text{ cm} \checkmark$$

$$\Rightarrow \text{usar } \underline{2\#5 @ 25 \text{ cm}}$$

El acero vertical se calcula con:

$$P_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (p_n - 0.0025)$$

↑
notar

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - 3.5) (0.0074 - 0.0025)$$

$$= 0.0001 < \rho_{min}$$

usar $\rho_v = \rho_{min} = 0.0025$

Simultáneamente al desarrollo de ρ_h

$$\frac{A_{vv}}{s} = 0.05$$

si $s_{máx} = 35 \text{ cm}$, $A_{vv} = 0.05 \times 35 = 1.75 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$ usar 2#4 @ 35 cm
($A_v = 2.58 \text{ cm}^2$)

e.2) Revisión del elemento extremo como columna corta

Al considerar el acero del alma, se diseñará el elemento extremo para la máxima carga axial. De las varias condiciones de carga, considerando carga axial y momento, $P = 537 \text{ ton}$
 $\hookrightarrow M = P \cdot L$

$$A_g = 45^2 = 2025 \text{ cm}^2$$

si usamos 12 #10, $A_{st} = 12 \cdot 8.19 = 98.3 \text{ cm}^2$

$$(\rho_{st} = 0.048 < 0.00)$$

$$P_{eo} = 0.8 [f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

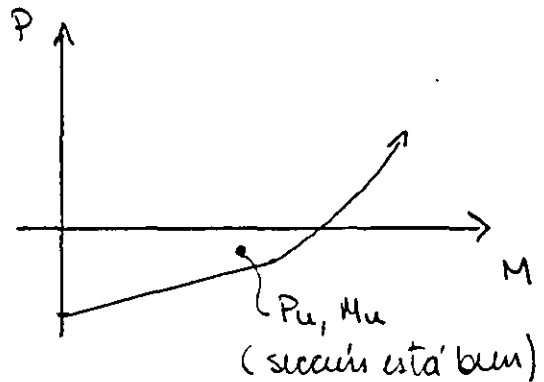
$$= 0.8 [204 (2025 - 98.3) + 4200 \cdot 98.3] / 1000$$

$$= 645 \text{ tm} > P_u$$

2.3) Revisión de la capacidad

Se calcularon algunos puntos del diagrama de interacción:

	P [ton]	M [ton·cm]
tension	145	342 782 ← M_n
	0	385 257
	136	424 600
	318	475 670
	454	512 901
	590	548 846
	726	583 444



Según la condición de carga crítica.
 $V_u = 294 \text{ ton}$

$$\begin{aligned}
 (V_u)_{\text{aumentado}} &= V_u \frac{\alpha M_n}{M_u} ; \alpha = 1.1 \text{ a } 1.2 \\
 &= 294 \frac{1.1 \cdot 342782}{302550} \\
 &= 1.25 V_u = 367 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$\frac{1}{F_z} = \frac{1}{0.9}$

Pero la capacidad

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= V_{cr} + V_s = 45.8 + f_n t_y d t \quad \text{donde } f_n = \frac{A_{v_n}}{S_{v_n}} = \frac{4}{25 \cdot 20} = 0.008 \\
 &\uparrow 1.0 \\
 &= 45.8 + 0.008 \cdot 4200 \cdot 516 \cdot 20 / 100 \\
 &= 45.8 + 347 \\
 &= 393 \text{ ton} > (V_u)_{\text{aumentado}} \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

e.4) Confinamiento de los elementos extremos

Simular a las columnas, sólo que el refuerzo transversal se coloca a lo largo del elemento con la misma separación.

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.334 \quad ; \text{ si nge } s = 10 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \pm \#4, \pm \#3 @ 10 \text{ cm}$$

e.5) Uniones de barras (traslapes) l_t

+ a la mitad de la altura, y barras alternadas

$$\text{Para las barras del } \pm 10, \quad l_t = 1.33 L_{db}$$

$$\text{donde} \quad L_{db} = \frac{0.006 \times \sigma_s f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.006 \times 8.19 \times 4200}{\sqrt{300}} = 119 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{ que tiene que ser mayor o igual que } 0.006 d_b f_y = 0.006 \times \frac{10}{8} \times 2.5 \times 4200 = 78.8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l_t = 1.33 \times 119 = 160 \text{ cm}$$

$$\text{Para las barras del } \pm 4, \quad \underline{l_t = 40 \text{ cm}} \quad | \quad \text{nge } (0.006 d_b f_y)$$

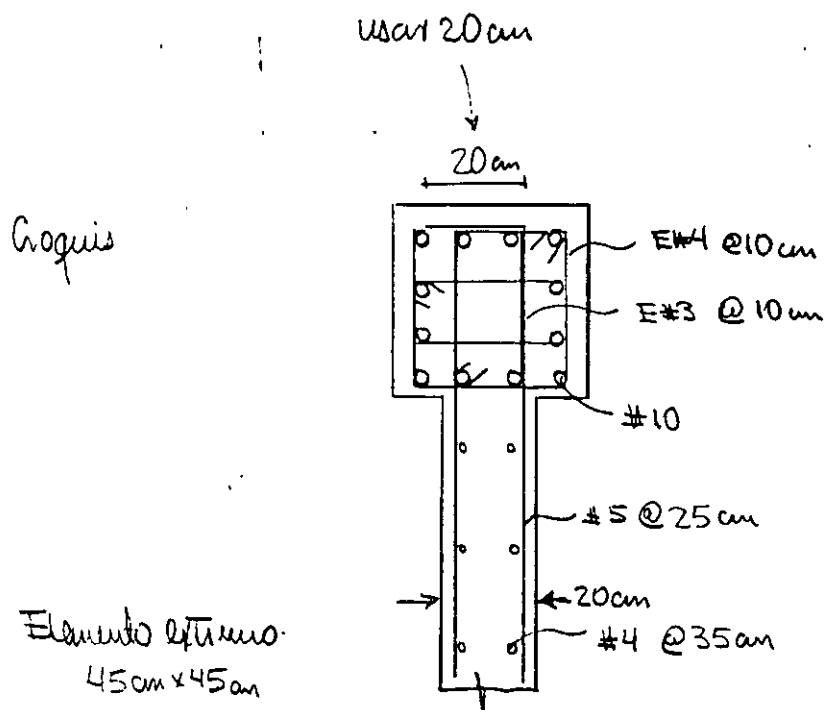
Para el anclaje de las barras del # 5 (horizontales)

Según 3.1.1

$$L_{dh} = \frac{0.076 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.076 \cdot \frac{5}{8} \cdot 2.54 \cdot 4200}{\sqrt{300}}$$

$$= 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm (ancho del elemento de extremo)}$$

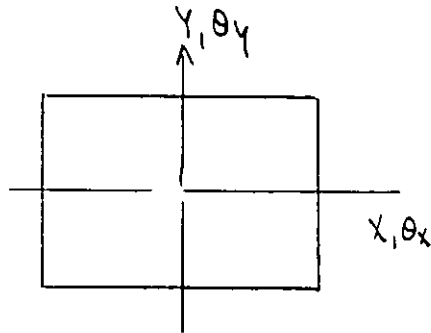
El tramo recto después del doblez será de $12d_b = 19 \text{ cm}$



6. INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA.

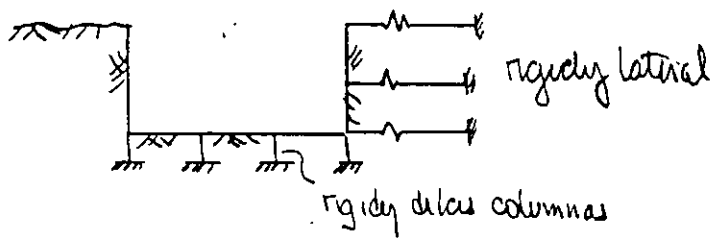
- losa de cimentación y muros de contención, que se suponen rígidos + pilotes
- contratales

Algunos comentarios sobre modelación de la interacción suelo - estructura usando ETABS.



El objeto es modelar K_x, K_{Ox}, K_y y K_{Oy}

Para cimientos de cimentación.



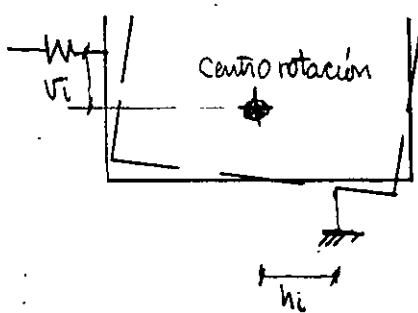
La rigidez lateral total de la cimentación será dada por:

$$K_x = \sum k_{lateral} + \sum \frac{12EI}{L^3(1+\rho)}$$

columnas equivalentes
 donde $\rho = \frac{6EI}{L^2 \Delta r G}$ (si $\rho=0$: deformación por cortante sin muelles)

La rigidez rotacional total se obtiene de:

$$K_{\theta\theta} = \sum K_{lat} v_i^2 + \sum \frac{AE}{L} h_i^2 \quad (\text{contribución de la rigidez axial de las resorte-columna})$$



$$+ \sum \frac{12EI}{L^3(1+3\beta)} v_i^2 \quad (\text{contribución de la rigidez lateral de las columnas})$$

$$+ \sum \frac{2EI(2+\beta)}{L(1+\beta)} \quad (\text{contribución de la rigidez rotacional de las columnas})$$

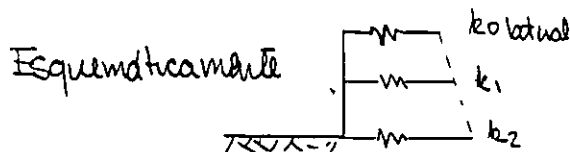
El término $K_{x\theta}$ se obtiene:

$$K_{x\theta} = \sum k_{lateral} v_i + \sum \frac{12EI}{L^3(1+3\beta)} v_i + \sum \frac{6EI}{L^2(1+\beta)} v_i$$

Se puede suponer que el centro de rotación estará a $2/3$ de la profundidad de la cimentación.

Se puede incrementar la rigidez lateral en forma lineal con la profundidad de la cimentación.

$$k_{lateral} = k_{olateral} + Cy$$



$K_x, K_y, K_{\theta x}, K_{\theta y}$ se obtienen: RDF-87, ATC, etc.

Para obtener k_{lat} y $k_{columna-rante}$, se supone $\beta=0$ y $L=0.5$ cm (no afecta los elementos mecánicos en la superestructura).

Se resuelve un sistema de ecuaciones de la forma

$$\begin{Bmatrix} k_{ox} \\ k_x \\ k_{oy} \\ k_y \\ k_{ox} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cdot & & & & \\ & \cdot & & & \\ & & \cdot & & \\ & & & \cdot & \\ & & & & \cdot \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_{ox} \\ A \\ I_y \\ k_{oy} \\ I_x \end{Bmatrix}$$

* ver ecuaciones pasadas, para una posición de rotación

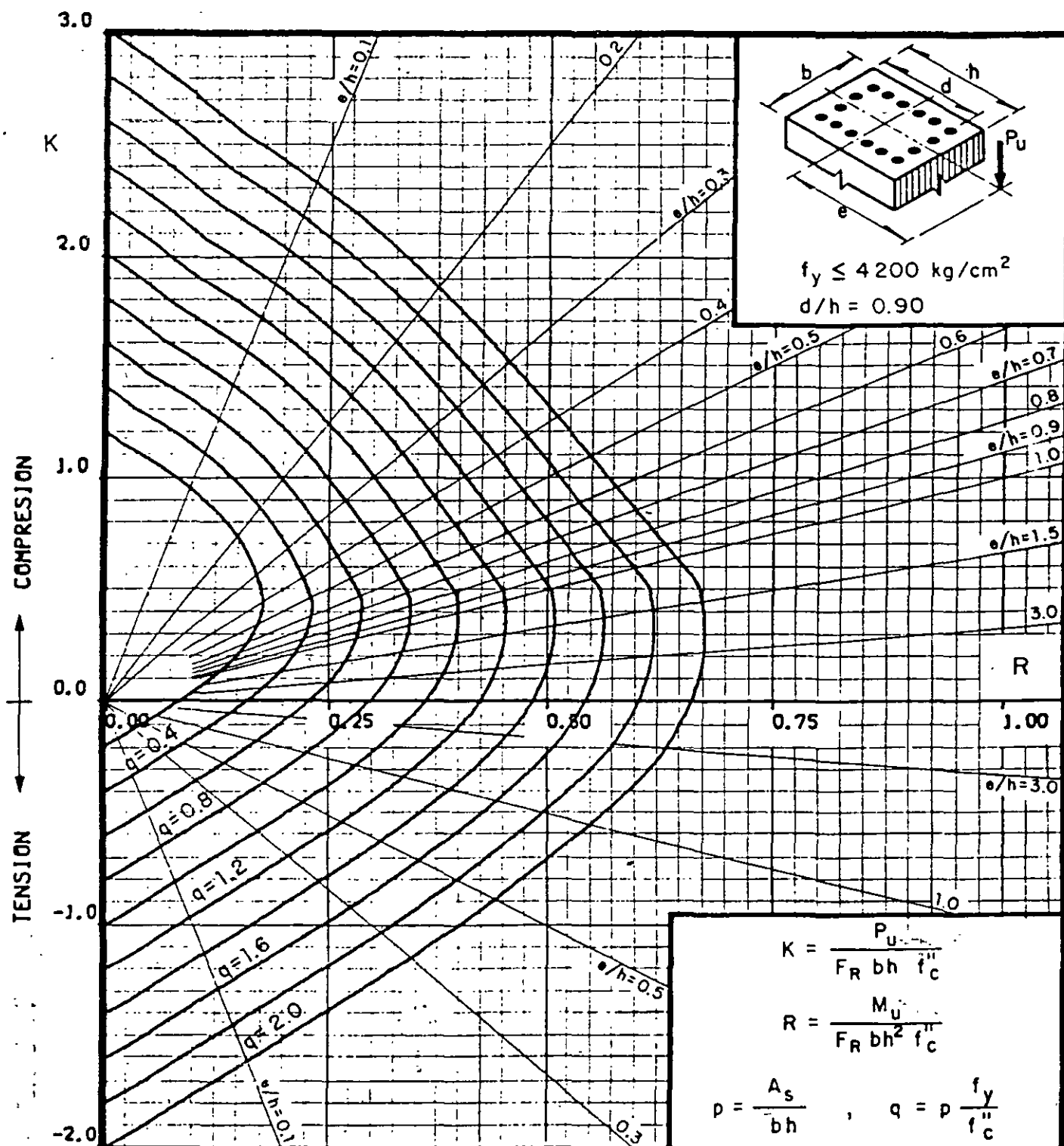
estos valores se usan en ETABS.

Nota: un cambio en CR, produce cambios de signo en el determinante de la matriz $*$; además, si un modo de vibrar pasa un respecto a un punto para el cual la matriz es singular, se producen problemas numéricos (inestabilidad).

Aun si $\det |*| \gg 0$, si se usan valores de k_{ox} , A , ..., muy grandes se pueden tener problemas numéricos.

Puesto que la losa de cimentación es flexible, se produce una reducción de la rigidez de desplazamiento lateral de las columnas que puede llegar a causar problemas numéricos.

Para este edificio, el período fundamental aumentó en 20% en relación al calculado suponiendo base rígida.



A_s = Área total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

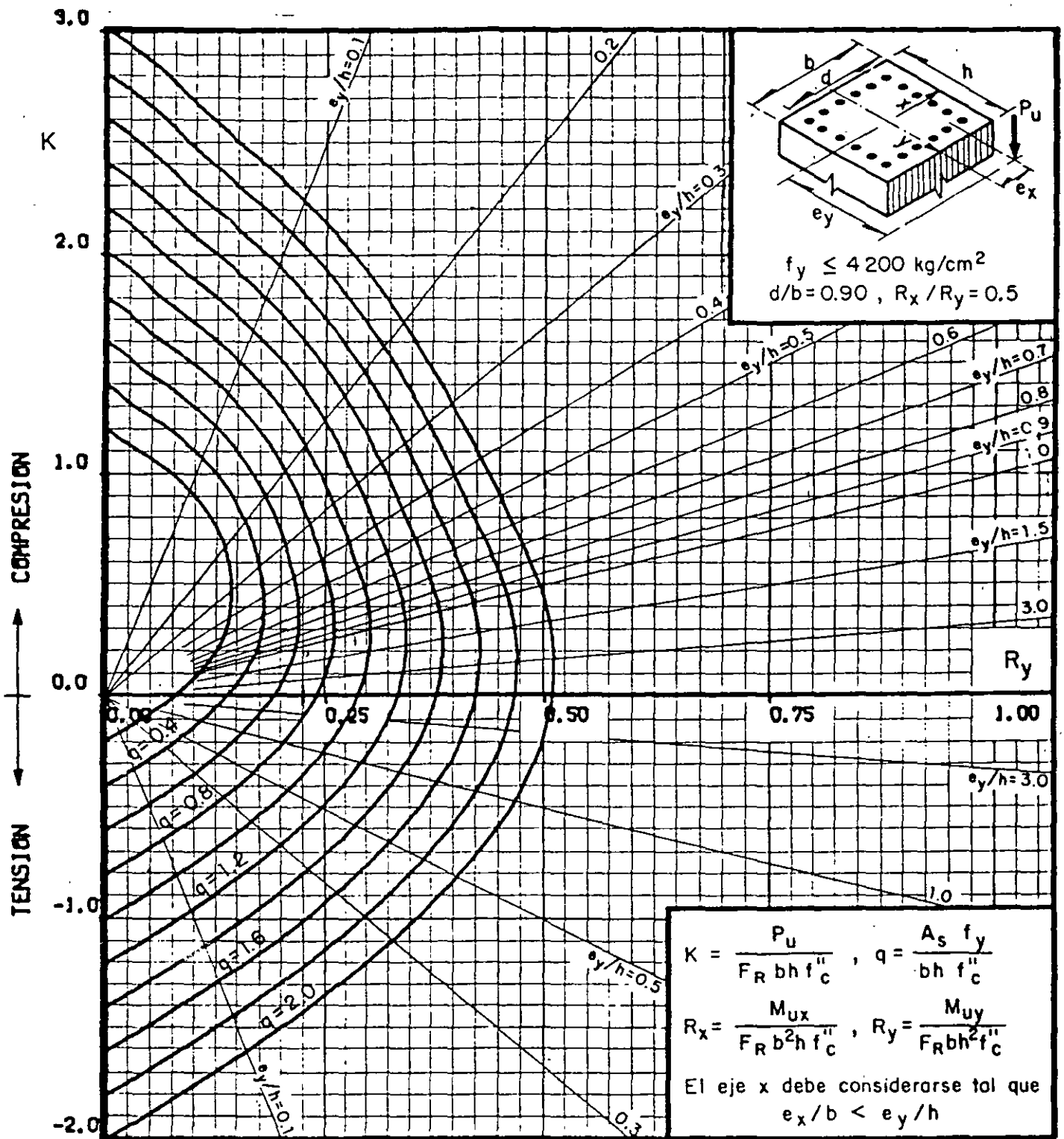
F_R = Factor de reducción de resistencia

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig 10



A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de reducción de resistencia

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig 42



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

STRENGTHENING CONCRETE WITH CARBON – FIBER REINFORCEMENT

**DR. EDUARDO MIRANDA MIJARES
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

Strengthening concrete with carbon-fiber reinforcement

This emerging technology can solve many structural problems, but it's not a cure-all for concrete deterioration

By Jay Thomas and Thomas Kline

Concrete, the most versatile of construction materials, is strong in compression, but weak in tension. Which is to say, it's hard to crush, but easy to pull apart. The tensile strength of concrete is, on average, only about 8% to 12% of its compressive strength.

To compensate for concrete's low tensile strength, concrete members often contain steel reinforcement to carry tensile loads. Sometimes, however, existing concrete members are not adequately reinforced to meet the demands of their current service conditions. This can occur for several reasons:

- The member was improperly designed or constructed.
- The member will be subjected to greater loads than were anticipated during original design.
- The potential for earthquake damage demands increased strength (seismic retrofit).
- Deterioration has resulted in reduced load-carrying capacity. For example, excessive corrosion can result in a significant reduction of reinforcing steel cross section.

Conventional methods for strengthening existing concrete, such as member enlargement, adhesive bonded plates, and external post-tensioning, have been used successfully for many years. However, these techniques can

be costly and time-consuming and, in some cases, may be impossible to execute because the additional dead load or space required cannot be accommodated. Fortunately, an alternative to conventional strengthening methods that can solve some of these problems has emerged recently on the United States concrete repair market: carbon-fiber reinforcement.

Carbon-fiber sheet composites should not be used to confine, arrest, or neutralize the effect of corroded reinforcing steel.

What is carbon-fiber reinforcement?

Carbon fibers are manufactured by oxidizing organic polymer fibers (usually polyacrylonitrile or liquid crystalline pitches), leaving only a carbonaceous material in which the carbon atoms have aligned themselves along the length of the original fibers. These extremely thin fibers are aligned in strands, or "tows." Containing 3,000 to 12,000 carbon filaments, tows are only as thick as a human hair.

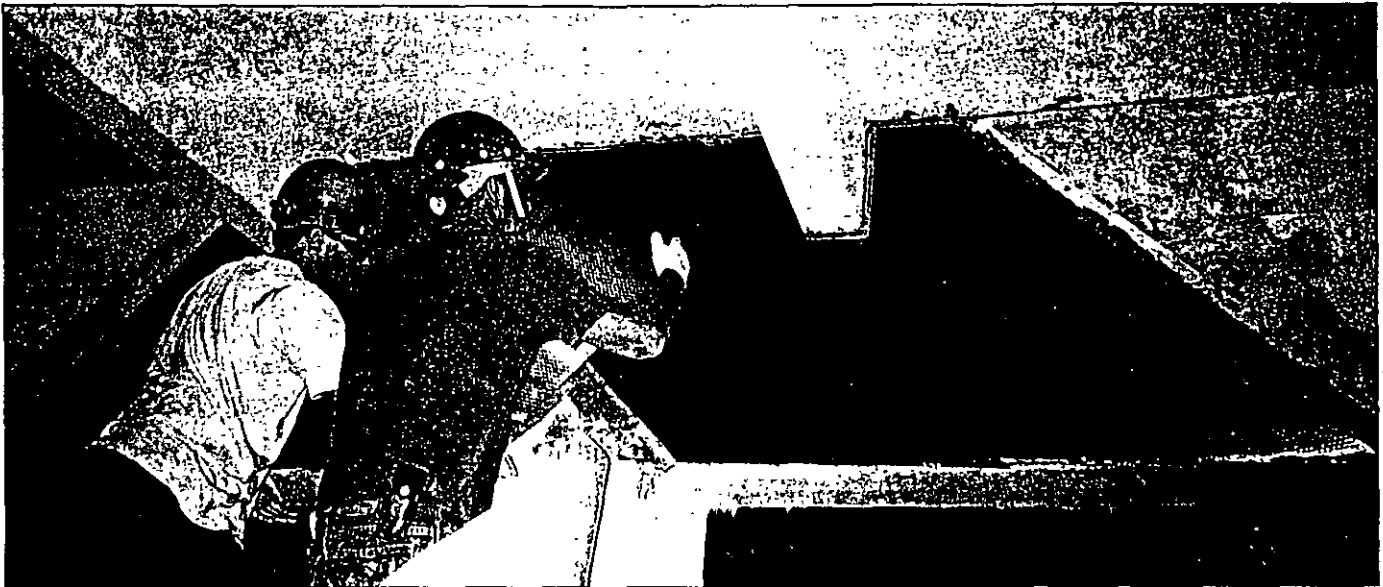
Despite their size and low weight, carbon fibers have very high tensile strengths. For example, a 0.0065-inch-thick sheet of carbon fiber weighing less than one ounce per square foot has a flexural capacity equal to $\frac{1}{8}$ -inch-thick steel plate.

Commercial applications of carbon-fiber reinforcement began in the 1960s in the aircraft and aerospace industries. Borrowing from these high-tech industries, sports equipment manufacturers used carbon fiber in products ranging from race car bodies and bicycle frames to tennis rackets. All these applications incorporate carbon fiber into a polymer resin matrix.

Other applications include combining continuous carbon-fiber tows with polymer resins and different metals to extrude structural shapes such as reinforcing bars and post-tensioning cables, angles, channels, and I-beams. Carbon fibers also can be chopped up and randomly distributed in a polymer resin matrix to make fasteners, gratings, and vessel liners.

Concrete strengthening applications

One major event that drove carbon-fiber technology development for concrete strengthening applications occurred in Japan in the 1980s. After the government mandated an upgrade of over-the-road capacity, a review of bridges revealed that many



Structural Preservation Systems Inc.

Workers apply carbon-fiber reinforcement to strengthen a beam suffering from excessive shear stresses near a supporting column.

needed strengthening. Recognizing a fundamental need for new technology, Japan formed a cooperative between manufacturers, engineering firms, and government agencies to develop potential repair techniques. One of the primary solutions considered was to use carbon-fiber sheets in a manner similar to adhesive-bonded steel plates. The acceptance of this repair approach is reflected in the fact that more than 1,000 carbon-fiber sheet strengthening projects

have been performed in Japan. As a result of the Kobe Earthquake of 1995, millions of square feet have been installed.

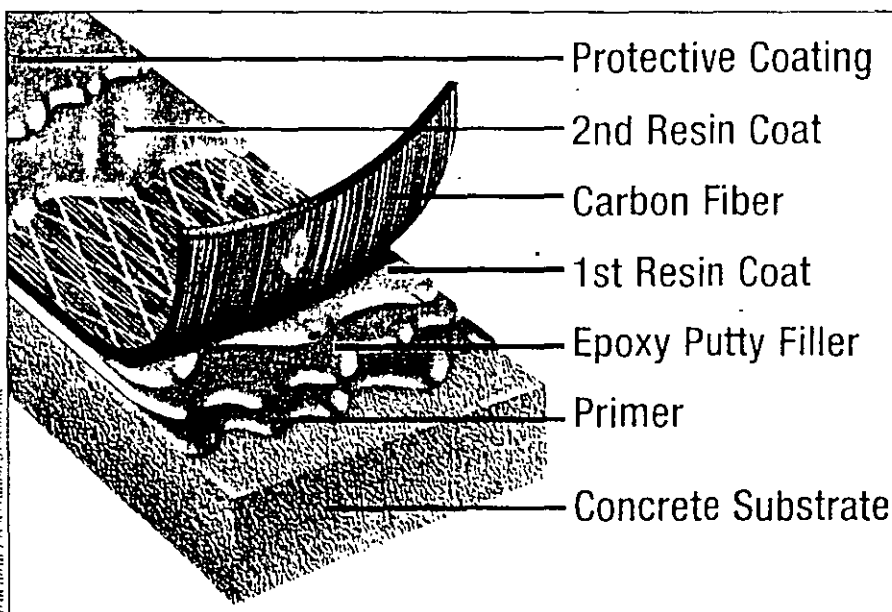
Carbon-fiber sheet strengthening and bonded plates are very similar—both are external load-carrying tension members adhered to concrete with epoxy resins and are used to reduce stress in embedded reinforcing steel. Carbon-fiber composite technology combines plate bonding technology with another accepted and well-known

technology, laminate coatings:

Carbon-fiber sheet strengthening=
Plate bonding
(Composite strengthening by bonding
a structural/tensile component)
+
Laminate coating
(Strengthening of a bonded
coating/lining with a fabric material)

For concrete strengthening applications, the most common carbon-fiber products come in 20-inch-wide rolls of continuous fiber that are lightly adhered to a paper backing. Products are available in which the carbon fibers are aligned in only one direction or are oriented in more than one direction by weaving the tows. Also, 1/4-inch-wide carbon-fiber tape is available where specific positioning of a small amount of carbon fiber is required. Sheets that are preimpregnated with epoxy are available, but they are better suited for use in controlled environments, such as enclosed precast plants, than at remote project sites.

Although carbon-fiber sheets are expensive, their ease of installation can save 25% to 50% in labor, more than compensating for the high material cost. Carbon-fiber composites have a modulus that is compatible with reinforcing steel (and concrete) and exhibit low creep and elongation. And, in addition to being lighter and thinner than steel, carbon-fiber sheets



Structural Preservation Systems Inc.

The application sequence of carbon-fiber composites is the same as that used for laminate coatings.

PROPERTIES OF FORCA TOW SHEET

TYPE	CARBON FIBER TOW SHEET			GLASS FIBER
GRADE	FTS C1-20	FTS C1-30	FTS C5-30	FTS GE-30
FIBER	HIGH TENSILE CARBON	HIGH TENSILE CARBON	HIGH MODULUS CARBON	E-GLASS
FIBER DENSITY, g/cm ³	1.82	1.82	1.82	2.55
FIBER AREAL WEIGHT, g/m ²	200	300	300	300
SHEET WIDTH, cm (in)	50 (20)	50 (20)	50 (20)	50 (20)
TENSILE STRENGTH				
kg/cm of sheet width	390	590	500	180
kips/inch of sheet width	2.2	3.3	2.8	1.0
TENSILE MODULUS				
kg/cm of sheet width	25900	38800	62700	8700
kips/inch of sheet width	145	220	350	49
DESIGN THICKNESS				
cm/ply (Note 1)	0.011	0.0165	0.0165	0.0118
inch/ply (Note 1)	0.0043	0.0065	0.0065	0.0047
TENSILE STRENGTH FOR DESIGN (Note 2)				
kg/cm ²	35500	35500	30000	15500
kips/in ² (ksi)	505	505	427	220
TENSILE MODULUS FOR DESIGN (Note 2)				
kg/cm ²	2.35E+06	2.35E+06	3.80E+06	0.74E+06
10 ³ kips/in ² (Msi)	33	33	54	10
ULTIMATE ELONGATION, %	1.5	1.5	0.8	2.1

Note 1 The design thickness is defined as the calculated total cross sectional area of fibers per single ply and is used for design purposes. Refer to " Design Procedure " in this Technical Manual. From experience, actual Tow Sheet cured ply thickness averages 0.024 to 0.039 inches (0.6 to 1.0 mm.)

Note 2 The tensile strength and modulus for design are derived from the tensile strength and modulus divided by the design thickness. Refer to Design Procedure in this Technical Manual.

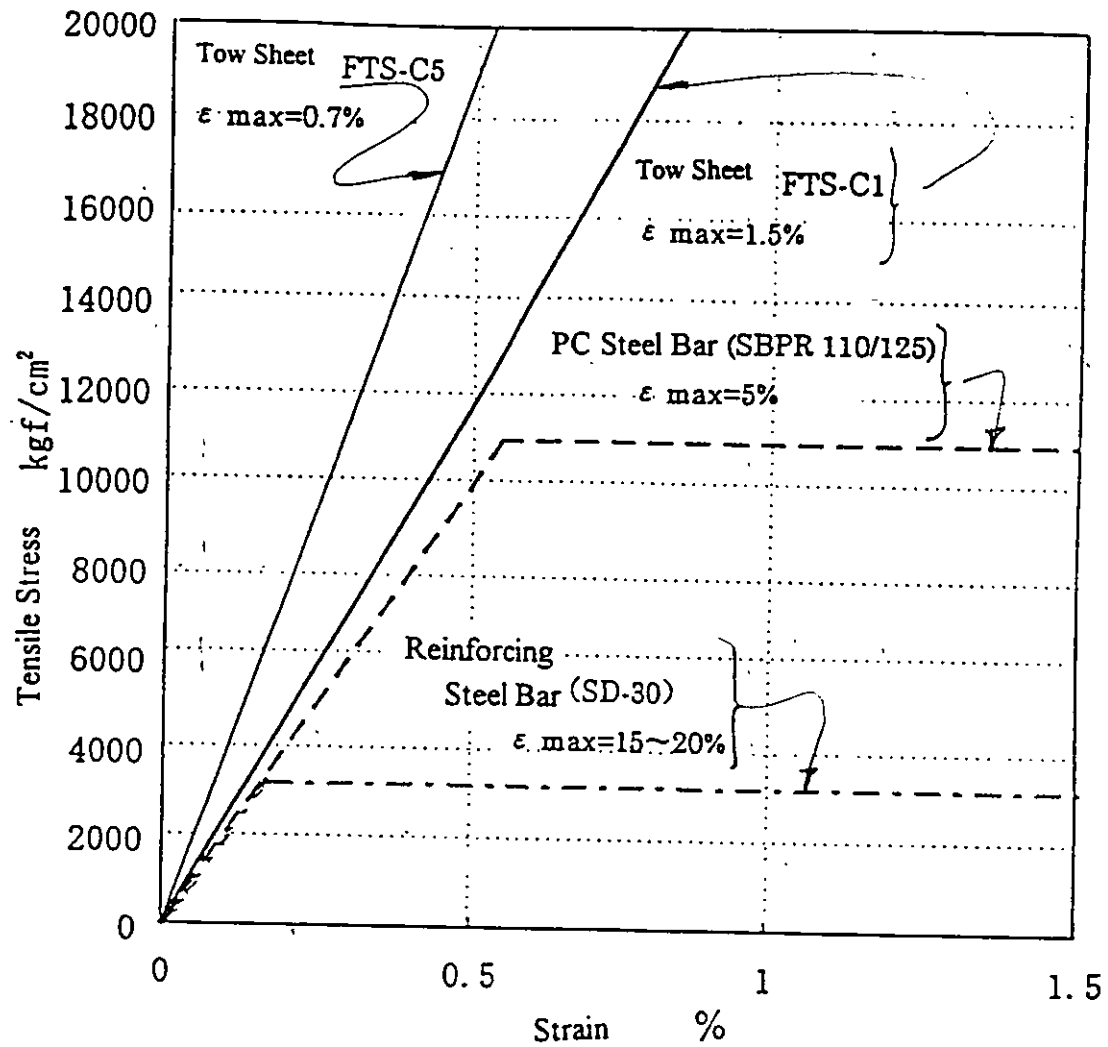


Fig. 6 Stress - Strain Curve of Tow Sheet,
PC Steel Bar and Reinforcing Steel Bar (For use in design)

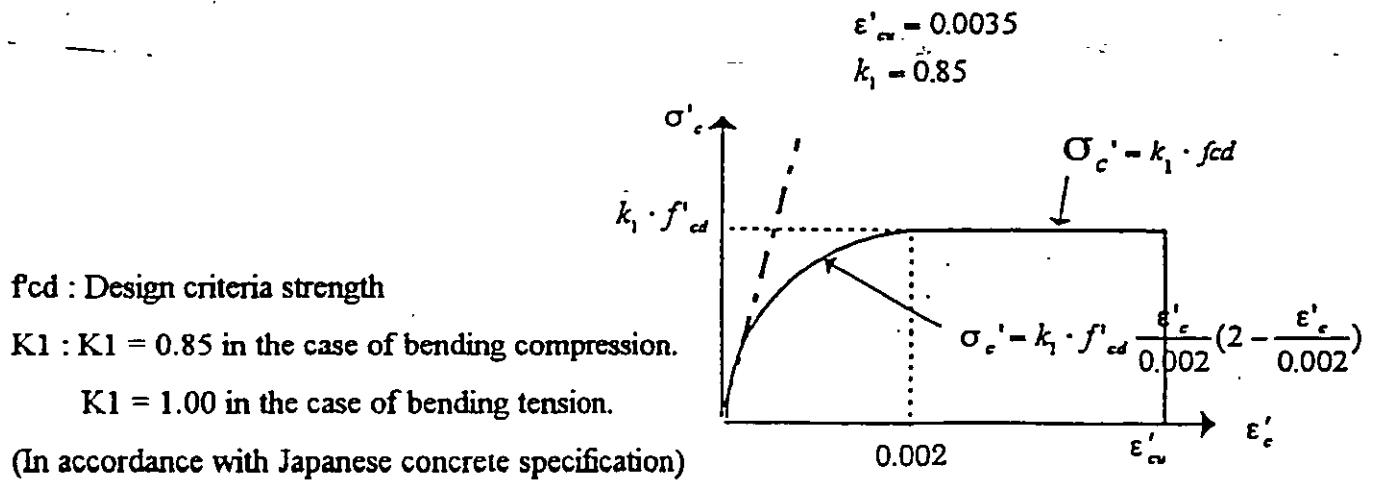


Figure 7. Stress - Distortion curves for concrete (For critical state design)



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

**COLUMNAS Y OTROS MIEMBROS A COMPRESIÓN
EJEMPLOS DE DISEÑO DE COLUMNAS DE ACERO "I" Y EN CAJÓN
DISIPACIÓN DE ENERGÍA CON DISIPADORES DE FRICCIÓN**

**ING. JOSÉ LUIS SÁNCHEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

CHAPTER E.

COLUMNS AND OTHER COMPRESSION MEMBERS

This section applies to prismatic members subject to axial compression through the centroidal axis. For members subject to combined axial compression and flexure, see Chap. H. For tapered members, see Appendix F4.

E1. EFFECTIVE LENGTH AND SLENDERNESS LIMITATIONS

1. Effective Length

The effective length factor K shall be determined in accordance with Sect. C2.

2. Plastic Analysis

Plastic analysis, as limited in Sect. A5.1, is permitted if the column slenderness parameter λ_c defined by Formula E2-4 does not exceed 1.5K.

E2. DESIGN COMPRESSIVE STRENGTH

The design strength of compression members whose elements have width-thickness ratios less than λ_r of Sect. B5.1 is $\phi_c P_n$

$$\begin{aligned}\phi_c &= 0.85 \\ P_n &= A_g F_{cr}\end{aligned}\tag{E2-1}$$

$$\text{or } \lambda_c \leq 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y\tag{E2-2}$$

$$\text{or } \lambda_c > 1.5$$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y\tag{E2-3}$$

where

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}\tag{E2-4}$$

A_g = gross area of member, in.²

F_y = specified yield stress, ksi

E = modulus of elasticity, ksi

K = effective length factor

l = unbraced length of member, in.

r = governing radius of gyration about plane of buckling, in.

For members whose elements do not meet the requirements of Sect. B5.1, see Appendix B5.3.

E3. FLEXURAL-TORSIONAL BUCKLING

Singly symmetric and unsymmetric columns, such as angle or tee-shaped columns, and doubly symmetric columns such as cruciform or built-up columns with very thin walls, may require consideration of the limit states of flexural-torsional and torsional buckling. See Appendix E3 for the determination of design strength for these limit states.

E4. BUILT-UP MEMBERS

At the ends of built-up compression members bearing on base plates or milled surfaces, all components in contact with one another shall be connected by a weld having a length not less than the maximum width of the member or by bolts spaced longitudinally not more than four diameters apart for a distance equal to $1\frac{1}{2}$ times the maximum width of the member.

Along the length of built-up compression members between the end connections required above, longitudinal spacing for intermittent welds, bolts or rivets shall be adequate to provide for the transfer of calculated stress. However, where a component of a built-up compression member consists of an outside plate, except as provided in the next sentence, the maximum spacing shall not exceed the thickness of the thinner outside plate times $127/\sqrt{F_y}$, nor 12 in., when intermittent welds are provided along the edges of the components or when fasteners are provided on all gage lines at each section. When fasteners are staggered, the maximum spacing on each gage line shall not exceed the thickness of the thinner outside plate times $190/\sqrt{F_y}$, nor 18 in.

For unpainted built-up members made of weathering steel which will be exposed to atmospheric corrosion, the fasteners connecting a plate and a shape or two-plate components in contact with one another shall not exceed 14 times the thickness of the thinnest part nor 7 in. and the maximum edge distance shall not exceed eight times the thickness of the thinnest part, nor 5 in.⁹¹

Compression members composed of two or more shapes shall be connected to one another at intervals such that the slenderness ratio L/r of either shape, between the fasteners, does not exceed the governing slenderness ratio of the built-up member. The least radius of gyration r shall be used in computing the slenderness ratio of each component part.

The design strength of built-up members composed of two or more shapes shall be determined in accordance with Section E2 or Appendix E3 subject to the following modification. If the buckling mode involves relative deformation that produce shear forces in the connectors between individual shapes, Kl/r is replaced by $(Kl/r)_m$ determined as follows:

- a. for snug-tight bolted connectors:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{Kl}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (\text{E4-1})$$

- b. for welded connectors and for fully tightened bolted connectors as required for slip-critical joints:

with $\frac{a}{r_i} > 50$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{Kl}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i} - 50\right)^2} \quad (\text{E4-2})$$

with $\frac{a}{r_i} \leq 50$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m = \left(\frac{Kl}{r}\right)_o \quad (\text{E4-3})$$

where

$\left(\frac{Kl}{r}\right)_o$ = column slenderness of built-up member acting as a unit

$\frac{a}{r_i}$ = largest column slenderness of individual components

$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m$ = modified column slenderness of built-up member

a = distance between connectors

r_i = minimum radius of gyration of individual component

Open sides of compression members built up from plates or shapes shall be provided with continuous cover plates perforated with a succession of access holes. The unsupported width of such plates at access holes, as defined in Sect. B5.1, is assumed to contribute to the design strength provided that:

- a. The width-thickness ratio conforms to the limitations of Sect. B5.1.
- b. The ratio of length (in direction of stress) to width of hole shall not exceed two.
- c. The clear distance between holes in the direction of stress shall be not less than the transverse distance between nearest lines of connecting fasteners or welds.
- d. The periphery of the holes at all points shall have a minimum radius of 1½ in.

The function of perforated cover plates may be performed by lacing with tie plates at each end and at intermediate points if the lacing is interrupted. Tie plates shall be as near the ends as practicable. In main members providing design strength, the end tie plates shall have a length of not less than the distance between the lines of fasteners or welds connecting them to the components of the member. Intermediate tie plates shall have a length not less than ½ of this distance. The thickness of tie plates shall be not less than ⅓ of the distance between lines of welds or fasteners connecting them to the segments of the members. In welded construction, the welding on each line connecting a tie plate shall aggregate not less than ⅓ the length of the plate. In bolted and riveted construction, the spacing in the direction of stress in tie plates shall be not more than six diameters and the tie plates shall be connected to each segment by at least three fasteners.

Lacing, including flat bars, angles, channels or other shapes employed as lacing, shall be so spaced that the L/r ratio of the flange included between their connections shall not exceed the governing slenderness ratio for the member as a whole. Lacing shall be proportioned to provide a shearing strength normal to the axis of the member equal to 2% of the compressive design strength of the member. The L/r ratio for lacing bars arranged in single systems shall not exceed 140. For double lacing this ratio shall not exceed 200. Double lacing bars shall be joined at their intersections. For lacing bars in compression, L may be taken as the unsupported length of the lacing bar between welds or fasteners connecting it to the components of the built-up member for single lacing, and 70% of that distance for double lacing. The inclination of lacing bars to the axis of the member shall preferably be not less than 60° for single lacing and 45° for double lacing. When the distance between the lines of welds or fasteners in the flanges is more than 15 in., the lacing shall preferably be double or be made of angles.

E5. PIN-CONNECTED COMPRESSION MEMBERS

Pin-connections of pin-connected compression members shall conform to the requirements of Sect. D3 except Formulas D3-1 and D3-2 do not apply.

CHAPTER F.

BEAMS AND OTHER FLEXURAL MEMBERS

This section applies to singly or doubly symmetric beams including hybrid beams and girders loaded in the plane of symmetry. It also applies to channels loaded in a plane passing through the shear center parallel to the web or restrained against twisting at load points and points of support. For design flexural strength for members not covered in Sect. F1, see Appendix F1.7. For members subject to combined flexural and axial force, see Sect. H1. For unsymmetric beams and beams subject to torsion combined with flexure, see Sect. H2.

F1. DESIGN FOR FLEXURE

1. Unbraced Length for Plastic Analysis

Plastic analysis, as limited in Sect. A5, is permitted when the laterally unbraced length L_b of the compression flange at plastic hinge locations associated with the failure mechanism, for a compact section bent about the major axis, does not exceed L_{pd} , determined as follows:

a. For doubly symmetric and singly symmetric I-shaped members with the compression flange larger than the tension flange (including hybrid members) loaded in the plane of the web

$$L_{pd} = \frac{3,600 + 2,200(M_1/M_p)}{F_y} r_y \quad (F1-1)$$

where

F_y = specified minimum yield stress of the compression flange, ksi

M_1 = smaller moment at end of unbraced length of beam, kip-in.

M_p = plastic moment (= $F_y Z$ for homogeneous sections; computed from fully plastic stress distribution for hybrids), kip-in.

r_y = radius of gyration about minor axis, in.

(M_1/M_p) is positive when moments cause reverse curvature

b. For solid rectangular bars and symmetric box beams

$$L_{pd} = \frac{5,000 + 3,000(M_1/M_p)}{F_y} r_y \geq 3,000 r_y / F_y \quad (F1-2)$$

There is no limit on L_b for members with circular or square cross sections nor for any beam bent about its minor axis.

In the region of the last hinge to form, and in regions not adjacent to a plastic hinge, the flexural design strength shall be determined in accordance with Sect. F1.2.

2. Flexural Design Strength

The flexural design strength, determined by the limit state of lateral-torsional buckling, is $\phi_b M_n$, where the nominal strength M_n shall be determined in accordance with the following sections. and $\phi_b = 0.90$.

3. Compact Section Members with $L_b \leq L_r$

For laterally unsupported compact section members bent about the major axis:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{F1-3})$$

where

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$ where M_1 is the smaller and M_2 the larger end moment in the unbraced segment of the beam; M_1/M_2 is positive when the moments cause reverse curvature and negative when bent in single curvature.

$C_b = 1.0$ for unbraced cantilevers and for members where the moment within a significant portion of the unbraced segment is greater than or equal to the larger of the segment end moments.*

L_b = distance between points braced against lateral displacement of the compression flange, or between points braced to prevent twist of the cross section.

For I-shaped members including hybrid sections and channels bent about their major axis:

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (\text{F1-4})$$

For solid rectangular bars and box beams:

$$L_p = \frac{3,750r_y}{M_p} \sqrt{JA} \quad (\text{F1-5})$$

where

A = cross-sectional area, in.²

J = torsional constant, in.⁴

The limiting laterally unbraced length L_r and the corresponding buckling moment M_r shall be determined as follows:

- For I-shaped members, doubly symmetric and singly symmetric with the compression flange larger than or equal to the tension flange, and channels loaded in the plane of the web:

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_{yw} - F_r)^2}} \quad (\text{F1-6})$$

$$M_r = (F_{yw} - F_r) S_x \quad (\text{F1-7})$$

where

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (\text{F1-8})$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (\text{F1-9})$$

*For the use of larger C_b values, see Structural Stability Research Council *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 3rd Ed., pg. 135.

S_x = section modulus about major axis, in.³

E = modulus of elasticity of steel (29,000 ksi)

G = shear modulus of elasticity of steel (11,200 ksi)

F_{yw} = yield stress of web, ksi

I_y = moment of inertia about y-axis, in.⁴

C_w = warping constant, in.⁶

F_r = compressive residual stress in flange; 10 ksi for rolled shapes, 16.5 ksi for welded shapes

- b. For singly symmetric, I-shaped members with the compression flange larger than the tension flange, use S_{xc} in place of S_x in Formulas F1-7 through F1-9, or see Table A-F1.1.
- c. For symmetric box sections bent about the major axis and loaded in the plane of symmetry, M_r and L_r shall be determined from Formula F1-7 and F1-10 respectively.
- d. For solid rectangular bars bent about the major axis:

$$L_r = \frac{57,000 r_y \sqrt{JA}}{M_r} \quad (\text{F1-10})$$

$$M_r = F_y S_x \quad (\text{F1-11})$$

4. Compact Section Members with $L_b > L_r$

For laterally unsupported members with compact section members bent about the major axis:

$$M_n = M_{cr} \leq C_b M_r \quad (\text{F1-12})$$

where M_{cr} is the critical elastic moment, determined as follows:

- a. For I-shaped members, doubly symmetric and singly symmetric with compression flange larger than the tension flange (including hybrid members) and channels loaded in the plane of the web:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \\ &= \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b / r_y)^2}} \end{aligned} \quad (\text{F1-13})$$

- b. For solid rectangular bars and symmetric box sections:

$$M_{cr} = \frac{57,000 C_b \sqrt{JA}}{L_b / r_y} \quad (\text{F1-14})$$

5. Tees and Double-angle Beams

The nominal strength of tees and double-angle beams loaded in the plane of symmetry and bent about the major axis, with flange and web slenderness ratios less than the corresponding values of λ_r in Table B5.1:

$$M_n = M_{cr} = \frac{C_b \pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} [B + \sqrt{1 + B^2}] \leq M_y \quad (\text{F1-15})$$

where

$$B = \pm 2.3 (d/L_b) \sqrt{I_y/J} \quad (\text{F1-16})$$

The plus sign for B applies when the stem is in tension and the minus sign applies when the stem is in compression.

6. Noncompact Plate Girders

The nominal strength of a doubly symmetric, single-web plate girder, including hybrid sections, shall be calculated by the provisions of Appendix F1.7 if $h_c/t_w \leq 970/\sqrt{F_{yf}}$ or by the provisions of Appendix G if $h_c/t_w > 970/\sqrt{F_{yf}}$.

7. Nominal Flexural Strength of Other Sections

There is no lateral-torsional buckling limit state for circular or square shapes nor for any shape bent about its minor axis.

For the nominal strength M_n of other cross section types, including noncompact sections or sections with slender elements, see Appendix F1.7. See Appendix G for design of plate girders with slender webs.

F2. DESIGN FOR SHEAR

This section applies to the web (or webs in the case of multiple web members) of singly or doubly symmetric beams, including hybrid beams, subject to shear in the plane of symmetry, and channels subject to shear in the web. Where failure might occur by shear along a plane through fasteners, refer to Sect. J4. For members subjected to high shear from concentrated loads, see Sect. K1.7.

1. Web Area Determination

The web area A_w shall be taken as the overall depth d times the web thickness t_w .

2. Design Shear Strength

The design shear strength of webs is $\phi_v V_n$, where $\phi_v = 0.90$ and the nominal shear strength V_n is determined as follows:

$$\text{For } \frac{h}{t_w} \leq 187 \sqrt{k/F_{yw}}$$

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \quad (\text{F2-1})$$

$$\text{for } 187 \sqrt{k/F_{yw}} < \frac{h}{t_w} \leq 234 \sqrt{k/F_{yw}}$$

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \frac{187 \sqrt{k/F_{yw}}}{h/t_w} \quad (\text{F2-2})$$

$$\text{for } \frac{h}{t_w} > 234 \sqrt{k/F_{yw}}$$

$$V_n = A_w \frac{26,400k}{(h/t_w)^2} \quad (\text{F2-3})$$

The web plate buckling coefficient k is given by

$$k = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (F2-4)$$

Except that k shall be taken as 5 if a/h exceeds 3.0 or $[260/(h/t_w)]^2$. When stiffeners are not required, $k = 5$. In unstiffened girders, h/t shall not exceed 260.

Maximum (h/t_w) limits are given in Appendix G1.

An alternative design method for plate girders utilizing tension field action is given in Appendix G.

F3. TRANSVERSE STIFFENERS

Transverse stiffeners are not required when $h/t_w \leq 418/\sqrt{F_{yw}}$, or when the required shear V_u , as determined by structural analysis for the factored loads, is less than or equal to $\phi_v V_n$ for $k = 5$ given in Sect. F2. Transverse stiffeners used to develop the web design shear strength as provided in Sect. F2 shall have a moment of inertia about an axis in the web center for stiffener pairs or about the face in contact with the web plate for single stiffeners, which shall not be less than $at_w^3 j$, where

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (F3-1)$$

Intermediate stiffeners may be stopped short of the tension flange, provided bearing is not needed to transmit a concentrated load or reaction. The weld by which intermediate stiffeners are attached to the web shall be terminated not less than four times nor more than six times the web thickness from the near toe of the web-to-flange weld. When single stiffeners are used, they shall be attached to the compression flange, if it consists of a rectangular plate, to resist any uplift tendency due to torsion in the plate. When lateral bracing is attached to a stiffener, or a pair of stiffeners, these, in turn, shall be connected to the compression flange to transmit one percent of the total flange stress, unless the flange is composed only of angles.

Bolts connecting stiffeners to the girder web shall be spaced not more than 12 in. o. c. If intermittent fillet welds are used, the clear distance between welds shall not be more than 16 times the web thickness nor more than 10 in.

F4. WEB-TAPERED MEMBERS

See Appendix F4.

CHAPTER G. PLATE GIRDERS

plate girders shall be distinguished from beams on the basis of the web slenderness ratio h_c/t_w . When this value is greater than $970/\sqrt{F_{yf}}$ the provisions of Appendix G shall apply for design flexural strength, otherwise Appendix F1.7 is applicable.

For design shear strength and transverse stiffener design see appropriate sections in Chap. F or see Appendix G3 and G4 if tension field action is utilized.

CHAPTER H. MEMBERS UNDER TORSION AND COMBINED FORCES

This section applies to prismatic members subjected to axial force and flexure about one or both axes of symmetry, with or without torsion, and torsion only. For web-tapered members, see Appendix F4.

H1. SYMMETRIC MEMBERS SUBJECT TO BENDING AND AXIAL FORCE

1. Doubly and Singly Symmetric Members in Flexure and Tension

The interaction of flexure and tension in symmetric shapes shall be limited by Formulas H1-1a and H1-1b

for $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$

for $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1b})$$

where

P_u = required tensile strength, kips

P_n = nominal tensile strength determined in accordance with Sect. D1, kips

M_u = required flexural strength, kip-in.

M_n = nominal flexural strength determined in accordance with Sect. F1, kip-in.

ϕ_t = resistance factor for tension, $\phi_t = 0.90$ (see Sect. D1)

ϕ_b = resistance factor for flexure = 0.90

Second order effects may be considered in the determination of M_u for use in Formulas H1-1a and H1-1b. A more detailed analysis of the interaction of flexure and tension may be made in lieu of using Formulas H1-1a and H1-1b.

2. Doubly and Singly Symmetric Members In Flexure and Compression

The interaction of flexure and compression in symmetric shapes shall be limited by Formulas H1-1a and H1-1b where

P_u = required compressive strength, kips

P_n = nominal compressive strength determined in accordance with Sect. E2, kips

M_u = required flexural strength determined in accordance with subsection a, below, kip-in.

M_n = nominal flexural strength determined in accordance with subsection b, below, kip-in.

ϕ_c = resistance factor for compression, $\phi_c = 0.85$ (see Sect. E2)

ϕ_b = resistance factor for flexure = 0.90

a. Determination of M_u

In structures designed on the basis of elastic analysis, M_u may be determined from a second order elastic analysis using factored loads. In structures designed on the basis of plastic analysis, M_u shall be determined from a plastic analysis that satisfies the requirements of Sects. C1 and C2. In structures designed on the basis of elastic first order analysis the following procedure for the determination of M_u may be used in lieu of a second order analysis:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{et} \quad (\text{H1-2})$$

where

M_{nt} = required flexural strength in member assuming there is no lateral translation of the frame, kip-in.

M_{et} = required flexural strength in member as a result of lateral translation of the frame only, kip-in.

$$B_1 = \frac{C_m}{(1 - P_u/P_e)} \geq 1 \quad (\text{H1-3})$$

$P_e = A_g F_y / \lambda_c^2$ where λ_c is defined by Formula E2-4 with $K \leq 1.0$ in the plane of bending.

C_m = a coefficient whose value shall be taken as follows:

- i. For restrained compression members in frames braced against joint translation and not subject to transverse loading between their supports in the plane of bending,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad (\text{H1-4})$$

where M_1/M_2 is the ratio of the smaller to larger moments at the ends of that portion of the member unbraced in the plane of bending under consideration. M_1/M_2 is positive when the member is bent in reverse curvature, negative when bent in single curvature.

- ii. For compression members in frames braced against joint translation in the plane of loading and subjected to transverse loading between their supports, the value of C_m can be determined by rational analysis. In lieu of such analysis, the following values may be used:

for members whose ends are restrained $C_m = 0.85$

for members whose ends are unrestrained $C_m = 1.0$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma P_u \left(\frac{\Delta_{oh}}{\Sigma HL} \right)} \quad (\text{H1-5})$$

$$\text{or } B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_e}} \quad (\text{H1-6})$$

ΣP_u = required axial load strength of all columns in a story, kips

Δ_{oh} = translation deflection of the story under consideration, in.

ΣH = sum of all story horizontal forces producing Δ_{oh} , kips

L = story height, in.

P_e = $A_g F_y / \lambda_c^2$, kips, where λ_c is the slenderness parameter defined by Formula E2-4, in which the effective length factor K in the plane of bending shall be determined in accordance with Sect. C2.2, but shall not be less than unity.

b. Determination of M_n

In the use of Formulas H1-1a and H1-1b, M_{nx} shall be determined in accordance with Sect. F1. The actual value of C_b from Sect. F1.3 may be used, provided that the maximum moment M_{ux} occurs at the end of the member or at the end of an unbraced segment of a member. When the maximum moment occurs between the ends, M_{nx} shall be determined with $C_b = 1.0$. When Formula H1-2 is used for determining M_u , the maximum moment for a braced member bent about the strong axis and laterally braced only at its ends will occur at an end whenever the calculated value of B_1 is equal to or less than 1.

H2. UNSYMMETRIC MEMBERS AND MEMBERS UNDER TORSION AND COMBINED TORSION, FLEXURE AND/OR AXIAL FORCE

The design strength ϕF_y of the member shall equal or exceed the required strength expressed in terms of the normal stress f_{un} or the shear stress f_{uv} , determined by elastic analysis for the factored loads:

- a. For the limit state of yielding under normal stress:

$$f_{un} \leq \phi F_y \quad (H2-1)$$

$$\phi = 0.90$$

- b. For the limit state of yielding under shear stress:

$$f_{uv} \leq 0.6\phi F_y \quad (H2-2)$$

$$\phi = 0.90$$

- c. For the limit state of buckling:

$$f_{un} \text{ or } f_{uv} \leq \phi_c F_{cr}, \text{ as applicable} \quad (H2-3)$$

where

$\phi_c = 0.85$ and F_{cr} may be determined from Formula A-E3-2 or A-E3-3, as applicable.

Some constrained local yielding is permitted in areas adjacent to areas which remain elastic.

H3. ALTERNATE INTERACTION EQUATIONS FOR MEMBERS UNDER COMBINED STRESS

See Appendix H3.

REVISIÓN DE UNA COLUMNA DE SECCIÓN H CON LA HOJA DE CALCULO AISC-SEC. H.xis (AISC-LRFD 93).

La hoja de cálculo es aplicable a columnas de edificios, con $L_x = L_y$. Si no están contraventeados, $K_x = K_y = 1.0$. Si están contraventeados pueden tomarse K_x y/o K_y menores que 1.0 (se determinan por separado, con el nomograma del AISC).

La revisión con la hoja de cálculo está en las hojas 12 y 13.

ACCIONES NOMINALES

(Fuerzas en Ton, mom en Tm)

C A R G A V E R T I C A L				
P_{cv}	$M_{cv}X_s$	$M_{cv}Y_s$	$M_{cv}X_l$	$M_{cv}Y_l$
250	15.0	17.5	-22.3	0
SISMO SEGÚN X				
P_{sx}	$M_{sx}X_s$	$M_{sx}Y_s$	$M_{sx}X_l$	$M_{sx}Y_l$
100	12.7	15.0	12.7	-18.2
SISMO SEGÚN Y				
P_{sy}	$M_{sy}X_s$	$M_{sy}Y_s$	$M_{sy}X_l$	$M_{sy}Y_l$
80	-8.2	22.2	-19.0	22.2

Son acciones del exterior sobre la columna, positivas en el sentido del movimiento de las manecillas del reloj; en la Fig. 1 se muestran las producidas por carga vertical.

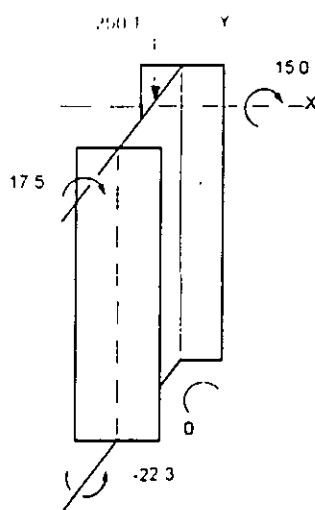


Fig. 1. Acciones nominales por carga vertical

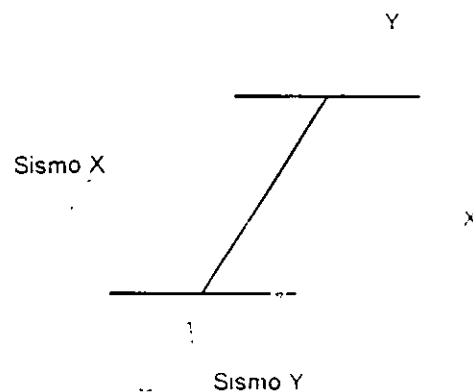


Fig. 2. Direcciones del sismo

Las direcciones del sismo, según los ejes X y Y, deben coincidir con los ejes del mismo nombre de la columna (Fig. 2).

X es siempre el eje normal al alma.

En columnas de edificios urbanos se tomará, siempre, $K_x = K_y = 1.0$.

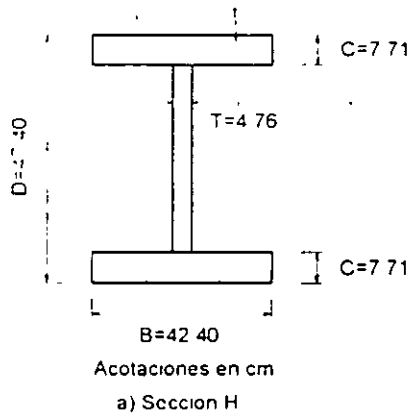
$F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$; $L_x = L_y = 600 \text{ cm}$; $K_x = K_y = 1.0$, $Q_x = Q_y = 4.0$.

$\Sigma P_u = 2500 \text{ Ton}$; $\Sigma H_x = 300.0 \text{ Ton}$; $\Sigma H_y = 280.0 \text{ Ton}$; $(\Delta_{on})_x = 5.5 \text{ cm}$; $(\Delta_{on})_y = 3.0 \text{ cm}$.

Esta información proviene de un análisis de primer orden de la estructura

SECCIÓN PROPUESTA (LAMINADA)

Es una sección W 14" x 426 lb/ft.



$$A = 806.0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 273\,697.7 \text{ cm}^4, S_x = 11\,548.4 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 14\,191.9 \text{ cm}^3; r_x = 18.43 \text{ cm}$$

$$I_y = 98\,236.6 \text{ cm}^4; S_y = 4\,633.8 \text{ cm}^3; r_y = 11.04 \text{ cm}$$

$$Z_y = 7\,111.5 \text{ cm}^3$$

$$J = 14\,104.7 \text{ cm}^4; C_a = 38\,687.933 \text{ cm}^6$$

Fig. 3. Sección propuesta

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN. Es válida para todas las condiciones de carga.

Los límites son los correspondientes a secciones compactas en compresión axial, lo que es conservador. Deben ser "compactas" para desarrollar M_{px} y M_{py} .

Patines. $B/2C = 42.4/(2 \times 7.71) = 2.75 < 545 / \sqrt{F_y} = 9.19$

Alma. $(D - 2C)/T = 31.98/4.76 = 6.72 < 2121 / \sqrt{F_y} = 35.8$ La sección es compacta.

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN Es válida para todas las condiciones de carga.

$$(KL/r)_x = 1 \times 600/18.43 = 32.56; (KL/r)_y = 1 \times 600/11.04 = 54.35; (KL/r)_{cr} = 54.35$$

$$\lambda_c = \frac{54.35}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.718 < 1.5 \therefore F_{cr} = (0.658^{0.718^2}) F_y = 2832.8 \text{ Kg/cm}^2. \quad P_n = 806 \times 2832.8 \times 10^{-3} \\ = 2283.2 \text{ Ton}$$

$$P_{n1} = \pi^2 EA / (KL/r)^2 = (806 \pi^2 E / 32.56^2) 10^{-3} = 15299.7 \text{ Ton.}$$

$$P_{n1y} = \pi^2 EA / (KL/r)^2_y = (806 \pi^2 E / 54.35^2) 10^{-3} = 5491.0 \text{ Ton.}$$

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. PARÁMETROS GENERALES. $L_x = 600 \text{ cm} = L_b$

$$M_{px} = Z_x F_y = 14191.9 F_y \times 10^{-5} = 498.8 \text{ Tm}; \quad M_{py} = Z_y F_y = 7111.5 F_y \times 10^{-5} = 250.0 \text{ Tm}$$

$$L_p = 2515 r_y / \sqrt{F_y} = 2515 \times 11.04 / \sqrt{F_y} = 468.3 \text{ cm}$$

$$F_L = 3515 - 700 = 2815 \text{ Kg/cm}^2; \quad M_r = F_L S_x = 2815 \times 11\,548.4 \times 10^{-5} = 325.1 \text{ Tm}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJ_A}{2}} = \frac{\pi}{11548.4} \sqrt{\frac{EG \times 14104.69 \times 806}{2}} = 821\,842$$

$$X_2 = 4 \frac{C_{r1}}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 4 \times \frac{38687924}{98236.6} \left(\frac{11548.4}{14104.69G} \right)^2 = 1.70 \times 10^{-9}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}} = \frac{11.04 \times 821\,842}{2815} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 1.70 \times 10^{-9} \times 2815^2}} = 4565.9 \text{ cm}$$

$$\frac{M_{cre}}{C_{bx}} = \frac{S_x X_1 \sqrt{2}}{L / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L / r_y)^2}} = \left[\frac{11548.4 \times 821842 \sqrt{2}}{600 / 11.04} \sqrt{1 + \frac{821842^2 \times 1.70 \times 10^{-9}}{2(600 / 11.04)^2}} \right] 10^{-5} = 2699.1 \text{ Tm}$$

$$L_p = 468.3 \text{ cm} < L_b = 600 \text{ cm} < L_r = 4565.9 \text{ cm.}$$

$$\frac{M_{nx}}{C_{bx}} = \left[M_{px} - (M_{px} - M_r) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] = \left[498.8 - (498.8 - 325.1) \frac{600 - 468.3}{4565.9 - 468.3} \right] = 493.2 \text{ Tm}$$

$$M_{ny} = M_{py} = 250.0 \text{ Tm}$$

COEFICIENTES B_{2x} . Son iguales para todas las columnas del entrepiso y para todas las condiciones de carga.

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \Sigma P_u (Q_y \Delta_y) / \Sigma I_y I_y} = \frac{1}{1 - 2500 \times 4 \times 3 / (280 \times 600)} = 1.217$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - 2500 \times 4 \times 5.5 / (300 \times 600)} = 1.440$$

Como $B_{2y} = 1.440 > 1.40$, la hoja de cálculo indica que debe aumentarse la rigidez lateral del edificio según X.

CONDICIÓN I. CARGA VERTICAL. Las acciones nominales están en la hoja 4. $F_c = 1.4$

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. $L_x = 600$ cm

Coeficiente C_{bx} . Sólo interesa este coeficiente, porque para flexión alrededor de Y no hay pandeo.

$$M_1/M_2 = 15.0/(-22.3) = -0.673, C_{bx1} = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 = 1.75 + 1.05 (-0.673) + 0.3 (0.673)^2 = 1.179 < 2.3$$

$$\text{Como } L_b < L_r, \quad M_{nx1} = \frac{M_{px}}{C_{bx1}} = 493.2 \times 1.179 = 581.5 \text{ Tm} > M_{px}$$

$$\therefore M_{nx1} = M_{px} = 498.8 \text{ Tm}$$

FACTORES DE AMPLIFICACION.

Coeficientes B_1 .

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 (-0.673) = 0.869.$$

$$B_{1x} = \frac{0.869}{1 - P_u / P_{ex}} = \frac{0.869}{1 - 250 \times 1.4 / 15299.7} = 0.889 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.00$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 (0) = 0.6$$

$$B_{1y} = \frac{0.6}{1 - 250 \times 1.4 / 5491.0} = 0.641 < 1.00 \therefore B_{1y} = 1.00$$

Para la revisión por carga vertical no se calcula B_2 .

ACCIONES DE DISEÑO.

$$P_u = 250 \times 1.4 = 350.0 \text{ Tm} ; (M_{ux})_{máx} = B_{1x} (M_{xcv})_{máx} F_c = 22.3 \times 1.4 = 31.2 \text{ Tm}, (M_{uy})_{máx} = B_{1y} (M_{ycv})_{máx} F_c = 17.5 \times 1.4 = 24.5 \text{ Tm}$$

ECUACION DE INTERACCIÓN.

$$P_u / \phi_c P_n = 350.0 / 0.85 \times 2283.2 = 0.180 < 0.2 \therefore$$

$$\frac{P_u}{2 \phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nix}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{niy}} = \frac{0.180}{2} + \frac{31.2}{0.9 \times 498.9} + \frac{24.5}{0.9 \times 250.0} = 0.090 + 0.069 + 0.109 = 0.268 < 1.00$$

CONDICIÓN II CARGA VERTICAL + SISMO X + 0.30 SISMO Y.

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Igual que para carga vertical.

Coefficientes B_{1x} Están en la parte superior de la hoja 7. Se calculan una sola vez, para las Cond II y III

RESISTENCIA EN FLEXIÓN.

Coefficiente C_{mx} Se determina con las acciones nominales combinadas, amplificadas, teniendo en cuenta los signos de los momentos. Aunque no se conocen B_{1x} ni B_{1y} , no importa, pues estos factores no amplifican los momentos en los extremos de las columnas.

$$P = 250 + 100 + 0.3 \times 80 = 374 \text{ Ton}$$

$$M_{xs} = 15.0 + 1.217 \times 12.7 + 0.30 \times 1.440 (-8.2) = 26.9 \text{ Tm}$$

$$M_{ys} = 17.5 + 1.217 \times 15.0 + 0.30 \times 1.440 \times 22.2 = 45.3 \text{ Tm}$$

$$M_{xi} = -22.3 + 1.217 \times 12.7 + 0.30 \times 1.440 (-19.0) = -15.1 \text{ Tm}$$

$$M_{yi} = 0 + 1.217 (-18.2) + 0.30 \times 1.440 \times 22.2 = -12.6 \text{ Tm}$$

$$M_{1x}/M_{2x} = -15.1/26.9 = -0.561 ; C_{bx} = 1.75 + 1.05 (-0.561) + 0.3 (-0.561)^2 = 1.255 < 2.3.$$

$$\text{Como } L_b < L_r, M_{nx2} = \frac{M_{mx}}{C_{bx2}} = 493.2 \times 1.255 = 619.0 \text{ Tm} > M_{px} \therefore M_{nx2} = M_{px} = 498.8 \text{ Tm}$$

Coefficientes C_{mx} y C_{my} . Se utilizan los momentos nominales calculados arriba.

$$M_{1x}/M_{2x} = -0.561, C_{mx} = 0.6 - 0.4 (-0.561) = 0.824$$

$$M_{1y}/M_{2y} = -12.6/45.3 = -0.278, C_{my} = 0.6 - 0.4 (-0.278) = 0.711$$

Coefficientes B_{1x} y B_{1y} $P_u = 1.1 (250 + 100 + 0.3 \times 80) = 411.4 \text{ Ton.}$

$$B_{1x} = 0.824 / (1 - 411.4/15299.7) = 0.847 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.000$$

$$B_{1y} = 0.711 / (1 - 411.4/5491.0) = 0.769 < 1.00 \therefore B_{1y} = 1.000$$

ACCIONES DE DISEÑO. Se calculan con valores absolutos de las fuerzas normales y momentos.

De acuerdo con AISC, B_1 sólo multiplica al momento por carga vertical:

$$M_{ux} = F_c (B_1 M_{ux} + B_2 M_{sx})$$

De acuerdo con las normas canadienses, $M_u = F_c B_1 (M_{cv} + B_2 M_s)$

El segundo valor es el correcto.

$$P_u = 1.1 (250 + 100 + 0.3 \times 80) = 411.4 \text{ Ton.}$$

$$M_{ux} = 1.1 \times 1.0 (15.0 + 1.217 \times 12.7 + 0.30 \times 1.440 \times 8.2) = 37.4 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 1.1 \times 1.0 (17.5 + 1.217 \times 15.0 + 0.30 \times 1.440 \times 22.2) = 49.9 \text{ Tm}$$

$$M_{sx} = 1.1 \times 1.0 (22.3 + 1.217 \times 12.7 + 0.30 \times 1.440 \times 19.0) = 50.6 \text{ Tm}$$

$$M_{sy} = 1.1 \times 1.0 (0 + 1.217 \times 18.2 + 0.30 \times 1.440 \times 22.2) = 34.94 \text{ Tm}$$

$$\widetilde{F_c} \quad \widetilde{B_{1x}} \text{ o } \widetilde{B_{1y}}, \quad \widetilde{B_{2x}} \quad \widetilde{B_{2y}}$$

$$M_{ux} = 50.6 \text{ Tm. (El mayor de } M_{ux} \text{ y } M_{sx})$$

$$M_{uy} = 49.9 \text{ Tm. (El mayor de } M_{uy} \text{ y } M_{sy})$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN.

$$P_u / \phi_c P_n = 411.4 / 0.85 \times 2283.2 = 0.212 > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.212 + \frac{8}{9} \left(\frac{50.6}{0.9 \times 498.9} + \frac{49.9}{0.9 \times 250} \right) = 0.212 + \frac{8}{9} (0.113 + 0.222) = 0.509 < 1.00$$

CONDICIÓN III CARGA VERTICAL + 0.30 SISMO X + SISMO Y

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Igual que para carga vertical.

Coefficientes B_2 . Están en la parte superior de la hoja 7.

RESISTENCIA EN FLEXIÓN

Coefficiente C_{bx} . Se determina con las acciones nominales amplificadas por B_2 , teniendo en cuenta los signos de los momentos. No se conocen aún B_{1x} y B_{1y} , pero no importa.

$$P_u = 250 + 0.30 \times 100 + 80 = 360.0 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 15.0 + 0.30 \times 1.217 \times 12.7 + 1.440 (-8.2) = 7.83 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 17.5 + 0.30 \times 1.217 \times 15.0 + 1.440 \times 22.2 = 54.94 \text{ Tm}$$

$$M_{1x} = -22.3 + 0.30 \times 1.217 \times 12.7 + 1.440 (-19.0) = -45.02 \text{ Tm}$$

$$M_{1y} = 0 + 0.30 \times 1.217 (-18.2) + 1.440 \times 22.2 = 25.32 \text{ Tm}$$

$$M_{1x}/M_{2x} = 7.83/(-45.02) = -0.174 ; C_{bx} = 1.75 + 1.05 (-0.174) + 0.3 (-0.174^2) = 1.576$$

$$\text{Como } L_b = L_r, M_{ux2} = \frac{M_{ux}}{C_{bx}} = 493.2 \times 1.576 = 777.3 \text{ Tm} > M_{ux} \therefore M_{ux2} = M_{ux} = 498.8 \text{ Tm}$$

Coefficientes C_{mx} y C_{my} . Se utilizan los momentos nominales calculados arriba.

$$M_{1x}/M_{2x} = -0.174, C_{mx} = 0.6 - 0.4 (-0.174) = 0.670$$

$$M_{1y}/M_{2y} = 25.32/54.94 = 0.461, C_{my} = 0.6 - 0.4 \times 0.461 = 0.416$$

Coefficientes B_{1x} y B_{1y}

$$P_u = 1.1 (250 + 0.30 \times 100 + 80) = 396.0 \text{ Ton}$$

$$R_{1x} = 0.670 / (1 - 396.0/15299.7) = 0.688 < 1.0 \therefore B_{1x} = 1.000$$

$$B_{1v} = 0.416 / (1 - 396.0/5491.0) = 0.488 < 1.0 \therefore B_{1v} = 1.000$$

ACCIONES DE DISEÑO · Se calculan con valores absolutos de fuerzas y momentos

$$P_u = \quad \quad \quad = 396.0 \text{ T}$$

$$M_{xs} = 1.1 \times 1.00 (15.0 + 1.217 \times 0.3 \times 12.7 + 1.440 \times 8.2) = 34.59 \text{ Tm}$$

$$M_{ys} = 1.1 \times 1.00 (17.5 + 1.217 \times 0.3 \times 15.0 + 1.440 \times 22.2) = 60.44 \text{ Tm}$$

$$M_{xs} = 1.1 \times 1.00 (22.3 + 1.217 \times 0.3 \times 12.7 + 1.440 \times 19.0) = 59.73 \text{ Tm}$$

$$M_{ys} = 1.1 \times 1.00 (0 + 1.217 \times 0.3 \times 18.2 + 1.440 \times 22.2) = 42.47 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = 59.73 \text{ Tm}, M_{uy} = 60.44 \text{ Tm}$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN

$$P_u / (\phi_c F_n) = 396 / 0.85 \times 2283.2 = 0.204 > 0.2$$

$$0.204 + \frac{8}{9} \left(\frac{59.73}{0.9 \times 498.9} + \frac{60.44}{0.9 \times 250.0} \right) = 0.204 + \frac{8}{9} (0.113 + 0.269) = 0.561$$

REVISIÓN DE UNA COLUMNA DE SECCIÓN CAJÓN CON LA HOJA DE CALCULO AISC-SEC. CAJON.xls (AISC-LRFD 93).

La hoja de cálculo es aplicable a columnas de edificios, con $L_x = L_y$. Si no están contraventeados, $K_x = K_y = 1.0$. Si están contraventeados pueden tomarse K_x y/o K_y menores que 1.0 (se determinan por separado, con el nomograma del AISC).

La revisión con la hoja de cálculo está en las hojas 21 y 22.

ACCIONES NOMINALES

(Fuerzas en Ton; mom en Tm)

C A R G A V E R T I C A L				
P_{tv}	$M_{cv}X_s$	$M_{cv}Y_s$	$M_{cv}X_i$	$M_{cv}Y_i$
500.0	25.0	37.50	-44.80	0.00
SISMO SEGUN X				
P_{sx}	$M_{sx}X_s$	$M_{sx}Y_s$	$M_{sx}X_i$	$M_{sx}Y_i$
150.0	25.00	15.00	25.00	-36.40
SISMO SEGUN Y				
P_{sy}	$M_{sy}X_s$	$M_{sy}Y_s$	$M_{sy}X_i$	$M_{sy}Y_i$
120.0	-17.00	45.10	-28.50	45.10

Son acciones del exterior sobre la columna, positivas en el sentido del movimiento de las manecillas del reloj, en la Fig. 1 se muestran las producidas por carga vertical.

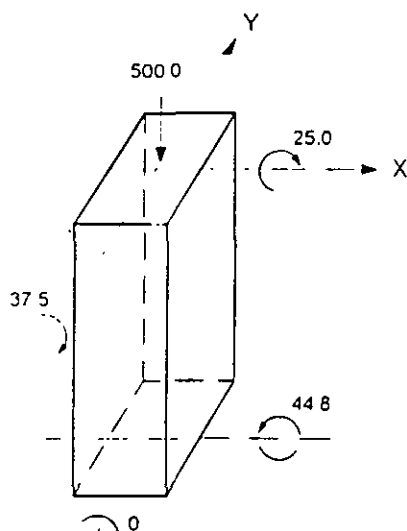


Fig. 1. Acciones nominales por carga vertical

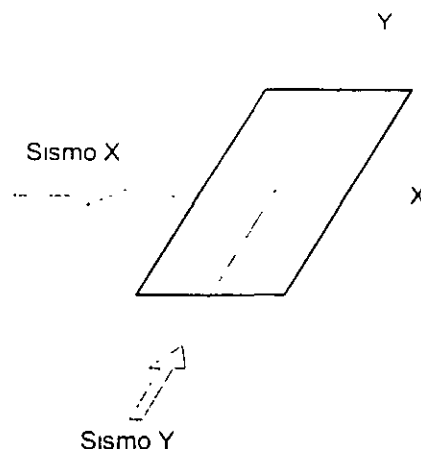


Fig. 2. Direcciones del sismo

Las direcciones del sismo, según los ejes X y Y, deben coincidir con los ejes del mismo nombre de la columna (Fig. 2).

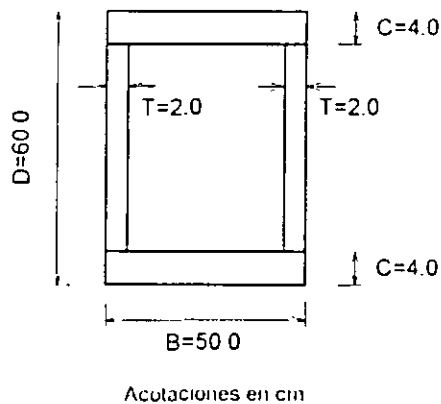
En secciones rectangulares, el sismo X es normal al lado mayor ($I_x > I_y$); en secciones cuadradas, $I_x = I_y$.

$F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$; $L_x = L_y = 500 \text{ cm}$; $K_x = 1.0$; $K_y = 1.0$; $Q_x = Q_y = 4.0$.

$\Sigma P_u = 2500 \text{ Ton}$; $\Sigma H_x = 300.0 \text{ Ton}$; $\Sigma H_y = 280.0 \text{ Ton}$; $(\Delta_{oh})_x = 5.5 \text{ cm}$; $(\Delta_{oh})_y = 3.0 \text{ cm}$.

Esta información proviene de un análisis de primer orden de la estructura.

SECCIÓN PROPUESTA.



$$\begin{aligned} A &= 608.0 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 361\,002.7 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 12033.4 \text{ cm}^3 \\ Z_x &= 13904.0 \text{ cm}^3 \\ r_x &= 24.37 \text{ cm} \\ I_y &= 203210.7 \text{ cm}^4 \\ S_y &= 8128.4 \text{ cm}^3 \\ Z_y &= 9992.0 \text{ cm}^3 \\ r_y &= 18.28 \text{ cm} \end{aligned}$$

Fig. 3. Sección propuesta

D es siempre mayor que B (excepto en secciones cuadradas, en las que $D = B$).

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN. Es válida para todas las condiciones de carga.

Los límites son los que corresponden a secciones "compactas" en compresión axial, lo que es conservador. Deben ser compactas para desarrollar M_{px} y M_{py} .

$$\text{Patines. } (B-2T)/C = 46.0/4 = 11.5 < 1593 / \sqrt{F_y} = 26.9$$

$$\text{Almas. } (D-2C)/T = 52.0/2 = 26.0 < 2121 / \sqrt{F_y} = 35.8$$

La sección es compacta.

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Es válida para todas las condiciones de carga

$$(KL/r)_x = 1.0 \times 500/24.37 = 20.52; (KL/r)_y = 1.0 \times 500/18.28 = 27.35 \therefore (KL/r)_{cr} = 27.35$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r} \sqrt{F_y/E} = \frac{27.35}{11} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.361 < 1.5 \therefore F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.361^2}) F_y = 3327.9 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_n = A_g F_{cr} = 2023.4 \text{ Ton}, \phi_c P_n = 1719.9 \text{ Ton}$$

$$P_{e1x} = \pi^2 EA / (KL/r)_x^2 = (608.01 \pi^2 E / 20.52^2) 10^{-3} = 29058.0 \text{ Ton}.$$

$$P_{e1y} = (608 \pi^2 E / 27.35^2) 10^{-3} = 16357.1 \text{ Ton}$$

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. PARÁMETROS GENERALES $L_b = L_x = 500 \text{ cm}$

$$M_{px} = Z_x F_y = 13904 F_y \times 10^{-5} = 488.7 \text{ Tm}; M_{py} = Z_y F_y = 9992.0 F_y \times 10^{-5} = 351.2 \text{ Tm}$$

$$L_p = \frac{263663 r_y}{M_{px}} \sqrt{J A} = \frac{263663 \times 18.28}{488.7 \times 10^{-5}} \sqrt{361267 \times 608} = 1461.7 \text{ cm} > L_b = 500 \text{ cm}$$

$$M_r = F_y S_x = 12033.4 F_y \times 10^{-5} = 422.97 \text{ Tm}, \quad L_r = \frac{4007670 r_y \sqrt{J A}}{M_r} = 25670 \text{ cm} > L_b$$

$$M_{cre}/C_{bx} = \frac{4007670 \sqrt{J A}}{L_b / r_y} = \frac{4007670 \sqrt{J A}}{500 / 18.28} \times 10^{-5} = 21715.2 \text{ Tm}$$

$$L_b = 500 \text{ cm} < L_p = 1461.7 \text{ cm} \therefore M_{nx} = M_{px} = 488.7 \text{ Tm}$$

$$M_{ny} = M_{py} = 351.2 \text{ Tm}.$$

COEFICIENTES B_2 . Son iguales para todas las columnas del entrepiso y para todas las condiciones de carga.

L_x y L_y deben ser iguales.

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \Sigma P_u (Q_y \Delta_y) / \Sigma H_y L_y} = \frac{1}{1 - 2500 (4.0 \times 3.0) / 280 \times 500} = 1.273$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u (Q_x \Delta_x)}{\sum H_x L_x}} = \frac{1}{1 - \frac{2500 (4.0 \times 5.5)}{300 \times 500}} = 1.579$$

Como $B_{2y} = 1.579 > 1.40$, la hoja de cálculo indica que debe aumentarse la rigidez lateral del edificio según X

CONDICIÓN I CARGA VERTICAL. Las acciones nominales están en la hoja 14 $F_c = 1.4$

Coefficiente C_{bx} Sólo interesa este coeficiente, porque para flexión alrededor de Y no hay pandeo.

$$M_1/M_2 = 25.0/(-44.8) = -0.558 \text{ (curv. simple). } C_{bx} = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 = 1.75 + 1.05 (-0.558) + 0.3 (-0.558)^2 = 1.258 < 2.3$$

Coefficientes B_{1x}

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 (M_{1x}/M_{2x}) = 0.6 - 0.4 (-0.558) = 0.823.$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - P_u / P_{e1x}} = \frac{0.823}{1 - (500 \times 1.4) / 29058} = 0.843 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.0$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 (0.01/37.5) = 0.600$$

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - P_u / P_{e1y}} = \frac{0.600}{1 - (500 \times 1.4) / 16357.1} = 0.627 < 1.0 \therefore B_{1y} = 1.00$$

ACCIONES DE DISEÑO.

$$P_u = 500.0 \times 1.4 = 700.0 \text{ Ton; } (M_{ux})_{max} = B_{1x} (M_{xcv})_{max} F_c = 1.0 \times 44.8 \times 1.4 = 62.7 \text{ Tm; } (M_{uy})_{max} = B_{1y} (M_{ycv})_{max}$$

$$F_c = 1.0 \times 37.5 \times 1.4 = 52.5 \text{ Tm}$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN.

$$P_u / \phi_c P_n = 700.0 / 0.85 \times 2023.4 = 0.407 > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.407 + \frac{8}{9} \left(\frac{62.7}{0.9 \times 488.7} + \frac{52.5}{0.9 \times 351.2} \right) = 0.407 + \frac{8}{9} (0.143 + 0.166) = 0.682$$

CONDICIÓN II. CARGA VERTICAL + SISMO X + 0.30 SISMO Y

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Igual que para carga vertical.

Coefficiente C_{dx} . Se determina con las acciones nominales combinadas, teniendo en cuenta los signos de los momentos, amplificados con los factores B_2 . Aunque no se conocen todavía B_{1x} y B_{1y} , no importa, pues estos factores no amplifican los momentos en los extremos de la columna.

Acciones nominales.

$$P = P_{cv} + P_{sx} + 0.30 P_{sy} = 500.0 + 150.0 + 0.3 \times 120.0 = 686.0 \text{ T.}$$

$$M_{rx} = M_{cvxs} + B_{2x} M_{sxxs} + B_{2y}(0.3 M_{syxs}) = 25.0 + 1.273 \times 25.0 + 1.579 \times 0.3 (-17.0) = 48.8 \text{ Tm}$$

$$M_{ry} = M_{cvys} + B_{2x} M_{sxyx} + B_{2y}(0.3 M_{syys}) = 37.5 + 1.273 \times 15.0 + 1.579 \times 0.3 \times 45.1 = 78.0 \text{ Tm}$$

$$M_{rx} = -44.8 + 1.273 \times 25.0 + 1.579 \times 0.3 (-28.5) = -26.5 \text{ Tm}$$

$$M_{ry} = 0 + 1.273 (-36.4) + 1.579 \times 0.3 \times 45.1 = -25.0 \text{ Tm}$$

$$M_{1x}/M_{2x} = -26.5/48.8 = -0.543; C_{dx} = 1.75 + 1.05 (-0.543) + 0.3 (-0.543)^2 = 1.268$$

En realidad, en este caso no es necesario calcular C_{dx} , pues como se ve enseguida no interviene en la resistencia a la flexión.

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. L_p y L_r son iguales para todas las condiciones de carga; M_{cre} no, porque cambia C_{dx} ; sin embargo, M_{cre}/C_{dx} no cambia.

$$\text{Como } L_b < L_p, M_{nx} = M_{px} = 488.7 \text{ Tm}; M_{ny} = M_{py} = 351.2 \text{ Tm}$$

Coefficientes C_{mx} y C_{my} . Se utilizan los momentos nominales calculados arriba.

$$M_{1x}/M_{2x} = -0.543, C_{mx} = 0.6 - 0.4 (M_{1x}/M_{2x}) = 0.6 - 0.4 (-0.543) = 0.817$$

$$M_{1y}/M_{2y} = -25.0/78.0 = -0.321; C_{my} = 0.6 - 0.4 (-0.321) = 0.728$$

$$\text{Coefficients } B_{1x} \text{ y } B_{1y} \quad P_u = 1.1 (500.0 + 150.0 + 0.3 \times 120.0) = 754.6 \text{ Ton.}$$

$$B_{1x} = C_{mx}/(1 - P_u/P_{e1x}) = 0.817/(1 - 754.6/29058) = 0.839 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.000$$

$$B_{1y} = 0.728/(1 - 754.6/16357.1) = 0.763 < 1.00 \therefore B_{1y} = 1.000$$

ACCIONES DE DISEÑO. Se calculan con valores absolutos de las fuerzas normales y momentos.

De acuerdo con AISC, $M_u = F_c (B_1 M_{cv} + B_2 M_s)$; de acuerdo con las normas canadienses, $M_u = F_c B_1 (M_{cv} + P M_s)$; este valor es el correcto.

$$P_u = 754.6 \text{ Ton}$$

$$M_{xs} = F_c B_{1x} (M_{cvxs} + B_{2x} M_{sxxs} + B_{2y} (0.3 M_{syxs})) = 1.1 \times 1.0 (25.0 + 1.273 \times 25.0 + 1.579 \times 0.3 \times 17.0) = 71.37 \text{ Tm}$$

$$M_{ys} = F_c B_{1y} (M_{cvys} + B_{2x} M_{sxxs} + B_{2y} (0.3 M_{syxs})) = 1.1 \times 1.0 (37.5 + 1.273 \times 15.0 + 1.579 \times 0.3 \times 45.1) = 85.75 \text{ Tm}$$

$$M_{xi} = 1.1 \times 1.0 (44.8 + 1.273 \times 25.0 + 1.579 \times 0.3 \times 28.5) = 99.14 \text{ Tm}$$

$$M_{yi} = 1.1 \times 1.0 (0 + 1.273 \times 36.4 + 1.579 \times 0.3 \times 45.1) = 74.47 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = 99.14 \text{ Tm. (El mayor de } M_{xs} \text{ y } M_{xi}); M_{uy} = 85.75 \text{ Tm. (El mayor de } M_{ys} \text{ y } M_{yi})$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN.

$$P_u / \phi_c P_n = 754.6 / 0.85 \times 2023.4 = 0.439 > 0.2$$

$$0.439 + \frac{8}{9} \left(\frac{99.14}{0.9 \times 488.7} + \frac{85.75}{0.9 \times 351.2} \right) = 0.439 + \frac{8}{9} (0.225 + 0.271) = 0.880$$

CONDICIÓN III CARGA VERTICAL + 0.30 SISMO X + SISMO Y.

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Igual que para carga vertical.

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. L_p y L_r son iguales para todas las condiciones de carga; M_{cre} no, porque cambia C_{dx} ; sin embargo, M_{cre}/C_{dx} se conserva igual.

Como $L_b < L_p$, $M_{nx} = M_{px} = 488.7 \text{ Tm}$; $M_{ny} = M_{py} = 351.2 \text{ Tm}$.

COEFICIENTE C_{ux} - Se determina con las acciones nominales combinadas, correspondientes a la condición de carga en estudio, teniendo en cuenta los signos de los momentos, y los factores B_2 . Los factores B_1 no aparecen, porque no amplifican los momentos en los extremos de la columna.

Acciones nominales.

$$P = P_{cv} + 0.3 P_{sx} + P_{sy} = 500 + 0.3 \times 150 + 120.0 = 665.0 \text{ Ton.}$$

$$M_{xs} = M_{cvxs} + B_{2x} (0.3 M_{sxxs}) + B_{2y} M_{syxs} = 25.0 + 1.273 \times 0.3 \times 25 + 1.579 (-17.0) = 7.70 \text{ Tm}$$

$$M_{ys} = M_{cvys} + B_{2x} (0.3 M_{sxxs}) + B_{2y} (0.3 M_{syys}) = 37.5 + 1.273 \times 0.3 \times 15.0 + 1.579 \times 45.1 = 114.44 \text{ Tm}$$

$$M_{xi} = -44.8 + 1.273 \times 0.3 \times 25 + 1.579 (-28.5) = -80.25 \text{ Tm}$$

$$M_{yi} = 0 + 1.273 \times 0.3 (-36.4) + 1.579 \times 45.1 = 57.31 \text{ Tm}$$

$$M_{1x}/M_{2x} = -7.70/80.25 = -0.096; C_{bx} = 1.75 + 1.05 (-0.096) + 0.3 (-0.096)^2 = 1.652$$

En realidad, en este caso no es necesario calcular C_{bx} , pues como se vio arriba no interviene en la resistencia a la flexión.

Coefficientes C_{mx} y C_{my} . Se utilizan los momentos nominales calculados arriba.

$$M_{1x}/M_{2x} = -0.096; C_{mx} = 0.6 - 0.4 (M_{1x}/M_{2x}) = 0.638$$

$$M_{1y}/M_{2y} = 57.31/114.44 = 0.501; C_{my} = 0.6 - 0.4 (M_{1y}/M_{2y}) = 0.400$$

Coefficientes B_{1x} y B_{1y} $P_u = 1.1 \times 665.0 = 731.5 \text{ Ton.}$

$$B_{1x} = C_{mx} / (1 - P_u/P_{e1x}) = 0.638 / (1 - 731.5/29058) = 0.654 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.000$$

$$B_{1y} = 0.400 / (1 - 731.5/16357.1) = 0.419 < 1.00 \therefore B_{1y} = 1.00$$

ACCIONES DE DISEÑO. Se calculan con valores absolutos de fuerzas y momentos.

$$P_u = 731.5 \text{ Ton}$$

$$M_{rx} = F_c B_{1x} (M_{cixs} + B_{2x} (0.3 M_{sxxs}) + B_{2y} M_{syxs}) = 1.1 \times 1.0 (25.0 + 1.273 \times 0.3 \times 25 + 1.579 \times 17.0) = 67.53 \text{ Tm}$$

$$M_{ry} = F_c B_{1y} (M_{ciys} + B_{2x} (0.3 M_{sxiys}) + B_{2y} M_{syys}) = 1.1 \times 1.0 (37.5 + 1.273 \times 0.3 \times 15.0 + 1.579 \times 45.1) = 125.89 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = 1.1 \times 1.0 (44.8 + 1.273 \times 0.3 \times 25.0 + 1.579 \times 28.5) = 109.28 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 1.1 \times 1.0 (0 + 1.273 \times 0.3 \times 36.4 + 1.579 \times 45.1) = 93.63 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = 109.28 \text{ Tm}; M_{uy} = 125.89 \text{ Tm}$$

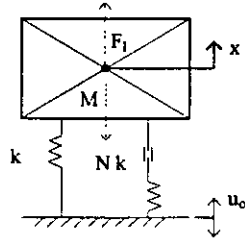
ECUACIÓN DE INTERACCIÓN.

$$P_u / \phi_c P_n = 731.5 / 0.85 \times 2023.4 = 0.425 > 0.20$$

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) &= 0.425 + \frac{8}{9} \left(\frac{109.28}{0.9 \times 488.7} + \frac{125.89}{0.9 \times 351.2} \right) = \\ &= 0.425 + \frac{8}{9} (0.248 + 0.397) = 0.999 \end{aligned}$$

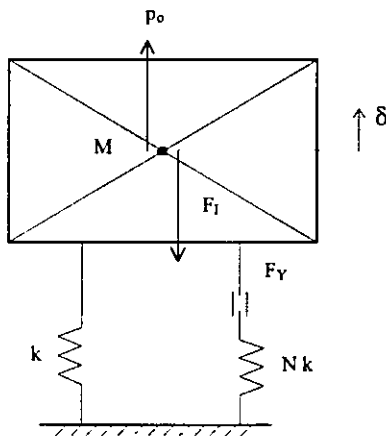
DISIPACION DE ENERGIA CON DISIPADORES DE FRICCION.

El modelo representativo puede ser el siguiente:



- u_o : movimiento excitador
- M : masa excitada
- x : movimiento de la masa
- k : rigidez del resorte
- Nk : rigidez del disipador

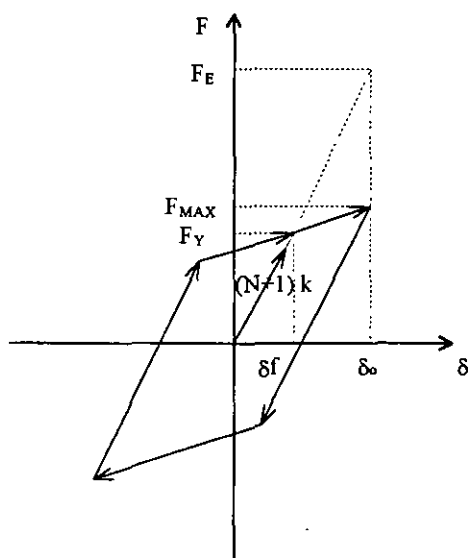
Modelo que puede también presentarse en la siguiente forma:



- $p_o = \ddot{u}_o M$ (fuerza excitadora)
- $F_I = \ddot{X} M$ (fuerza de inercia)
- $k \delta$ (fuerza en el resorte)
- $Nk \delta \leq F_Y$ (fuerza en el disipador) = F_{DY}
- F_Y (fuerza para la que se vence la fricción)

Mientras la fuerza generada en el disipador sea menor que la necesaria para producir el deslizamiento el sistema vibra con una rigidez total que puede considerarse la rigidez de la estructura (k) más la rigidez del elemento disipador (Nk), esto es $(N+1)k$

El sistema vibra en ciclos que pueden representarse como sigue:



$$\delta = x + u$$

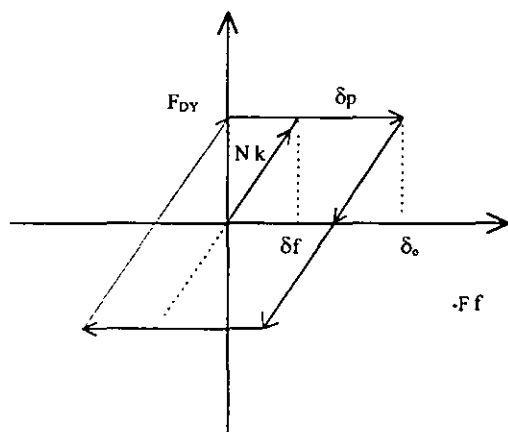
$$F_Y = (N+1) k \delta_f$$

comportamiento del sistema completo
(fuerzas sobre la masa)

Que puede descomponerse en dos subsistemas: el disipador y la estructura original.

a) Comportamiento del disipador:

$$\delta_p = \delta_o - \delta_f$$



$$F_{DY} = Nk \delta_f$$

Energía que se conserva en el amortiguador:

$$E_{CD} = \frac{Nk \delta_f^2}{2}$$

Energía que se disipa en 1/4 de ciclo:

$$E_{DI} = Nk \delta_f \delta_p$$

Energía disipada por ciclo:

$$E_{DI} = Nk \delta_f \delta_p ; (N+1)k = \frac{F_Y}{\delta_f}$$

$$\delta_f = \frac{F_Y}{(N+1)k}$$

$$E_{DI} = \frac{4N F_Y \delta_p}{(N+1)}$$

si $\delta_p = \delta_o$

$$E_{DI} = \frac{4NF_y \delta_o}{(N+1)}$$

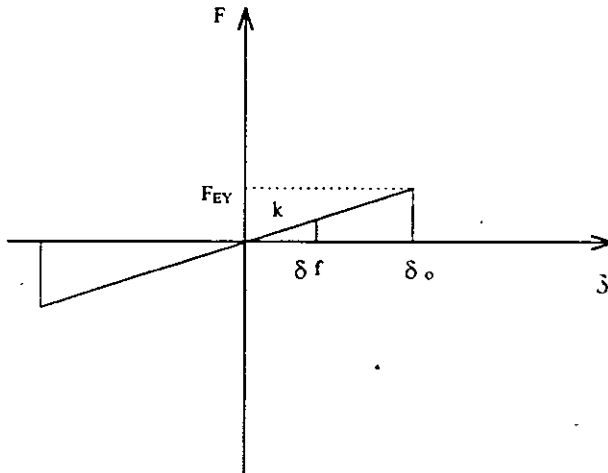
El número de ciclos necesario para disipar la energía almacenada $\frac{K \delta_o^2}{2}$ es:

$$n = \frac{K \delta_o^2 / 2}{(4NF_y \delta_o) / (N+1)} = \frac{K \delta_o^2 (N+1)}{8 NF_y \delta_o} = \frac{K \delta_o (N+1)}{8 NF_y}$$

$$k = \frac{F_E}{\delta_o} \therefore k \delta_o = F_E$$

$$n = \frac{F_E}{F_y} = \frac{(N+1)}{N} = Q \frac{(N+1)}{N}$$

b) Comportamiento de la estructura original



Energía que se conserva

$$E_{CE} = \frac{k \delta_o^2}{2}$$

la estructura se mantiene elástica

CRITERIO SIMPLIFICADO DE DISEÑO.

El criterio se basa en las siguientes hipótesis:

1.- Es valido el método del factor de ductilidad que considera que la amplitud del movimiento es la misma independientemente de que el sistema sea elástico o no. Esto se cumple aproximadamente para periodos mayores de 0.5 seg. (Newmark and Hall, 1982).

2.- La energía que el movimiento sísmico impondría y se mantendría en la estructura si esta fuera elástica, es la misma que el movimiento impone a la estructura si esta se comporta en forma inelastica y solo parte de la energía se almacena y el resto se disipa. (Akiyama, 1985 y Nakashima en T. Mitami, 1996, prueban que la energía impuesta y la disipada permanecen relativamente constantes independientemente del esfuerzo de fluencia).

3.- El número de ciclos necesarios para disipar la energía total depende del valor escogido para F_y .

4.- Un sistema de varios grados de libertad es equivalente a un sistema con un solo grado de libertad haciendo las equivalencias siguientes:

$$m_{ef} = \sum_{i=1}^n m_i c_i$$

$$\delta_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i}$$

$$K_{ef} = \frac{V_b}{\delta_{ef}}$$

en que:

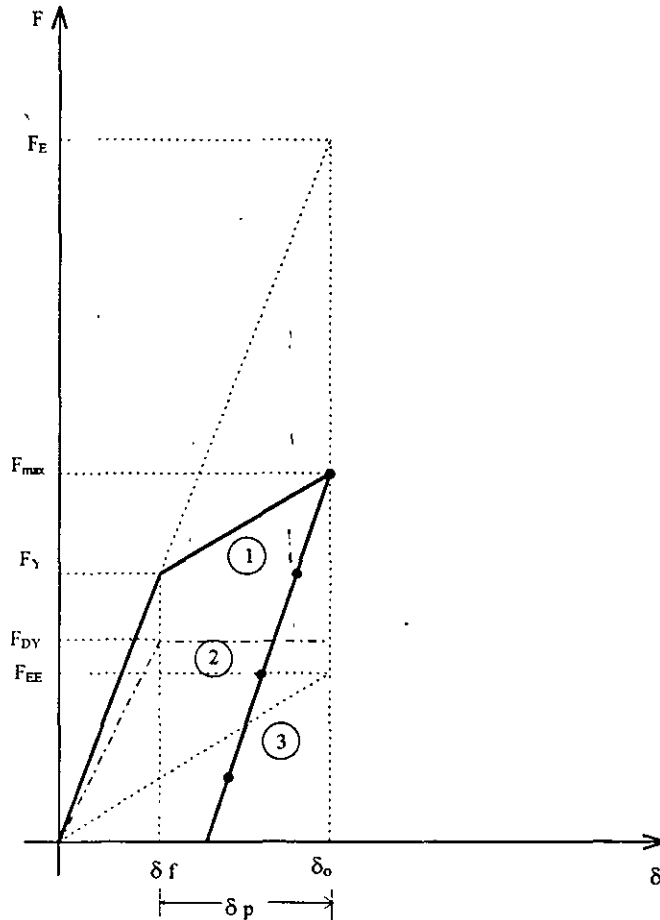
m_{ef} , δ_{ef} , K_{ef} , son la masa, el desplazamiento y la rigidez en un sistema de un grado de libertad equivalente a un sistema de n grados de libertad.

m_i es la masa del nivel i

δ_i es el desplazamiento del nivel i

c_i es el desplazamiento normalizado del nivel i

V_b es el cortante en la base del edificio



1. Sistema completo con rigidez inicial = $(N+1) k$
2. Amortiguador con rigidez = $N k$
3. Estructura original con rigidez = k

δ_f = deformación para la que se inicia el deslizamiento

δ_o = Deformación máxima

δ_p = Deformación plástica requerida (deslizamiento) en 1/4 de ciclo

$$F_E = (N+1) k \delta_o \text{ (fuerza para un sistema elástico)}$$

$$F_Y = (N+1) k \delta_f \text{ (fuerza de inicio inelástico)}$$

$$F_{DY} = Nk \delta_f \text{ (fuerza en el disipador)}$$

$$F_{EE} = k \delta_o \text{ (fuerza en la estructura)}$$

La magnitud del deslizamiento en el disipador puede obtenerse por geometría

$$\frac{\delta_p}{F_E - F_Y} = \frac{\delta_o}{F_E}$$

$$\delta_p = \frac{F_E - F_Y}{F_E} \delta_o = \left(1 - \frac{1}{Q}\right) \delta_o$$

$$\delta_f = \delta_o - \delta_p$$

Ejemplo:

Es un edificio para aulas de cuatro niveles con una sola crujía en la dirección corta.

En sus condiciones originales, ante las acciones sísmicas reglamentarias, presenta las siguientes características.

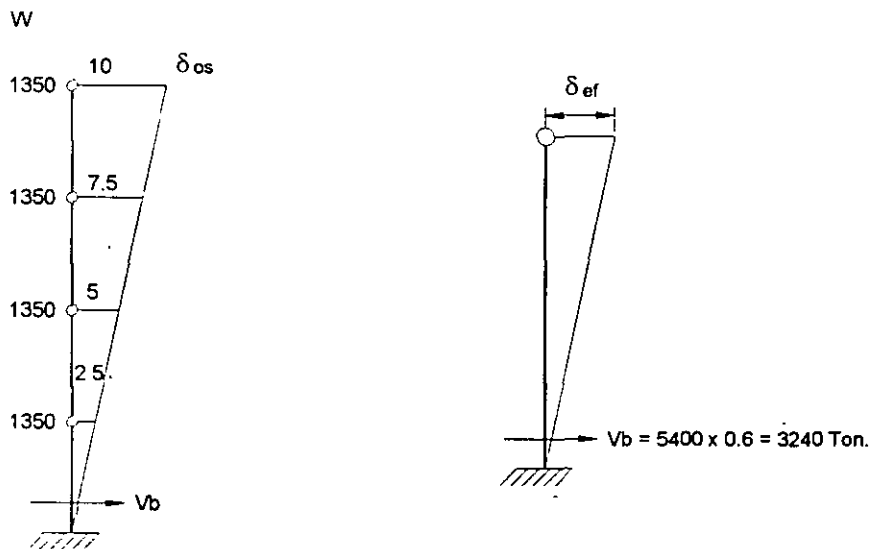
Peso del edificio	5,400 Ton.
Periodo de vibración	1.1 Seg.
Desplazamiento máximo	10 cm.

El sistema de varios grados de libertad puede sustituirse por un sistema de un solo grado de libertad equivalente.

Después de su refuerzo sus condiciones serían:

Peso del edificio	5,550 Ton.
Periodo de vibración	0.44 Seg.
Desplazamiento máximo	2 cm.

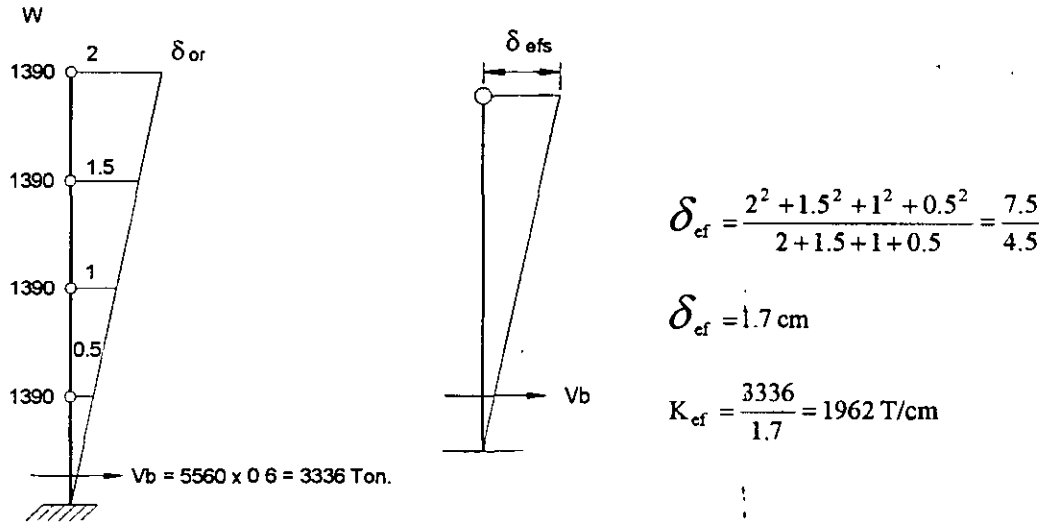
Edificio sin reforzar,-



$$\delta_{ef} = \frac{\sum m_i \delta_i^2}{\sum m_i \delta_i} = \left(\frac{1350(10^2 + 7.5^2 + 5^2 + 2.5^2)}{1350(10 + 7.5 + 5 + 2.5)} \right) = \frac{1350 \times 187.5}{1350 \times 25} = 7.5 \text{ cm}$$

$$K_{ef} = \frac{3240}{7.5} = 432 \text{ T/cm}$$

Edificio reforzado .-



Comportamiento con disipadores.

a) Rigidez de la estructura inicial

$$k = \frac{V}{\delta} = \frac{5400 \times 0.6}{7.5} = 432 \text{ T/cm}$$

b) Rigidez de la estructura reforzada

$$(N+1)k = \frac{V}{\delta} = \frac{5560 \times 0.6}{1.7} = 1962 \text{ T/cm}$$

$$(N+1)k = 4.5$$

$$N = 3.5$$

c) Resistencia de los disipadores y desplazamiento necesario.

$$\text{Si } Q = 4$$

$$\delta_p = 0.75 \delta_o = 1.7 \times 0.75 = 1.275$$

$$\delta_f = 0.25 \delta_o = 1.7 \times 0.25 = 0.425$$

$$F_E = (N+1)k \delta_o = 4.5 \times 432 \times 1.7 = 3336 \text{ Ton.}$$

$$F_Y = (N+1)k \delta_f = 4.5 \times 432 \times 0.425 = 826 \text{ Ton.} = 0.25 F_E$$

$$F_{DY} = Nk \delta_f = 3.5 \times 432 \times 0.425 = 642 \text{ Ton.} = 0.19 F_E$$

d) Número de ciclo para disipar la energía total

$$n = Q \frac{N+1}{N} = 4 \frac{4.5}{3.5} = 5 \text{ ciclos}$$

e) Energía total

$$\frac{F_E \delta_o}{2} = \frac{3336 \times 1.7}{2} = 2835 \text{ T-cm}$$

$$M = \frac{5550}{981} = 5.65 \text{ T S}^2/\text{cm}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{0.44} = 14.3 \quad \frac{\varpi}{\omega} = \frac{2.5}{14.3} = 0.17$$

$$\varpi = \frac{2\pi}{T_s} = \frac{2\pi}{2.5} = 2.5$$

$$\xi = 0.05$$

$$(N + 1) k = 4.5 \times 432 = 1994 \text{ t/cm}$$

$$2835 \text{ T-cm} = \frac{5.65^2 \ddot{u}_o}{2 \times 1994} = \left(\frac{1}{(1-0.17^2) + (2 \times 0.05 \times 0.17)^2} \right)$$

$$\ddot{u}_o = \frac{2 \times 1994 \times 2835}{5.65^2} = 354169$$

$$\ddot{u}_o = \frac{2 \times 1994 \times 2835}{5.65^2} = 354169$$

$$\ddot{u}_o = 595 \text{ cm/s}^2$$

$$\ddot{u}_o = 0.6 g.$$

Para la relación de frecuencias dada, se requeriría una aceleración del terreno de 0.6 g. Mucho mayor a la 0.16 g., registrada en el sitio.

CONCLUSIONES

1. La estructura sin contravientos debe resistir un cortante basal de 648 Ton = 0.11 W para permanecer elástica.
2. Las conexiones de los contravientos deben proporcionarse para que deslicen con un cortante de 648 Ton.
3. Los disipadores deben tener una carrera mínima de 1.5 cm
4. El sismo de diseño es mayor al que se presentó en 1985 para una relación de frecuencias suelo-estructura como la de este caso.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

**EVALUATION OF INTERACTION EFFECTS ON THE SYSTEM PERIOD AND
THE SYSTEM DAMPING DUE TO FOUNDATION EMBEDMENT AND LAYER
DEPTH**

**DR. LUIS EDUARDO PÉREZ ROCHA
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth

Javier Avilés

Instituto de Investigaciones Eléctricas, Apdo. 1-475, Cuernavaca 62001, México

&

Luis E. Pérez-Rocha

Centro de Investigación Sísmica, Carretera al Ajusco 203, Padierna 14200, México

(Received 15 August 1994; revised version received 2 August 1995; accepted 3 August 1995)

On the basis of some simplifying assumptions, a parametric analysis is made of the interaction effects on the effective period and damping of structures with embedded foundation in a soil layer. A simplified three-dimensional interaction model is used, in which the depth of a cylindrical foundation, the degree of contact between the ground and the footing walls and the depth of a homogeneous stratum over rigid rock are considered variable. The soil is replaced with impedance functions that are taken from a data base obtained with an appropriate numerical technique, so that suitable springs and dashpots dependent on the excitation frequency are used. The system period and system damping are determined from the steady-state response of an equivalent single oscillator with flexible base subjected to a harmonic motion with constant amplitude, by equating its resonant response with that of a replacement oscillator with rigid base excited with the same motion. The influence of the foundation embedment and soil layer is investigated for several depths of both the footing and the stratum.

It is confirmed that the system period decreases and the system damping increases with the foundation embedment only for sidewalls extending along the entire foundation depth. For embedded footings without sidewall or with sidewall in null contact with the surrounding soil, the effective system parameters behave opposite to those corresponding to the interface condition of total contact. Also, the system damping increases significantly with the layer depth, while the system period is practically insensitive to variations of this characteristic parameter. Finally, introducing additional permissible simplifications, an improved approximate solution for the effective period and damping of coupled systems is presented, which differs from previous analogous approximations in that damping factors of second order are not neglected and the foundation depth is explicitly considered.

INTRODUCTION

Usually the effects of soil–structure interaction considered in design are those due to the inertial interaction solely under the assumption of linear structural behavior, that is, the period lengthening and the damping modification corresponding to the fundamental mode of vibration of the structure assumed with rigid base. The knowledge of the effective period and damping of the coupled system is useful when they are used in conjunction with static and dynamic

methods of seismic analysis, in order to fulfill the interaction provisions stipulated in building codes.

Soil–structure interaction modifies the dynamic parameters of the structure as well as the characteristics of the ground motion around the foundation, whose evaluation requires determining the effective period and damping of the coupled system and the overall excitation at the foundation subgrade. Nevertheless, for most structures it is conservative to carry out only the inertial interaction analysis, whenever site effects are considered in the determination of the ground motion at the free

surface, which is assumed as the effective motion at the base of the structure. Although this excitation has no rocking and torsional components, it is generally less favorable than the overall motion obtained from the kinematic interaction analysis alone.

It is well-known that the fundamental period of a structure interacting with the soil is always increased due to inertial interaction, inasmuch as the flexibility of the coupled system is greater than that of the fixed-base structure. Also, the damping of the interacting system is generally increased since an additional energy dissipation is presented as a result of the material and geometrical dampings of soil by hysteretic behavior and wave radiation, respectively. In slender structures it can happen that the overall damping of the coupled system is less than the damping of the fixed-base structure (Veletsos & Meek¹) because of the effect of foundation rocking, which tends to increase the inertia force on the structure and the resulting deformation. However, it will be shown herein that this possibility does not occur when structural damping is assumed to be hysteretic rather than viscous.

The effective period and damping of multistory structures supported on soft soil, which respond as a single oscillator in their fixed-base condition, have been studied by several authors (Bielak,² Jennings & Bielak,³ Luco,^{4,5} Luco *et al.*,⁶ Wolf⁷) using some analogy with a single fixed-base oscillator commonly referred to as the replacement oscillator (Veletsos & Meek¹). The effective period and damping of the coupled system are obtained by measuring the transfer function for the absolute acceleration of the structure and equating the resonant period and peak amplification of this transfer function with those of the replacement oscillator. In all of these solutions, the influence of the foundation embedment has not been taken into account, so that they are applicable only to surface foundations. Introducing a number of simplifying assumptions that consist of neglecting the higher order terms of damping functions, the translational and rotational inertia of the foundation and the coupled stiffness and damping of the soil, these authors have also developed simple analytical expressions for the overall period, damping and peak response of the coupled system, which are valuable to assess qualitatively the interaction effects.

The kinematic effects of the scattering and diffraction of the incident waves from the building foundation on the system period and system damping, during building-soil interaction, have not been extensively studied so far. By using a three-dimensional model, Bielak² has found that the effects of the foundation embedment are an increase in the system damping and a decrease in the system period. This behavior has been widely confirmed only for footings with rigid sidewall extending throughout the entire foundation depth and in total contact with the surrounding soil. By using a simplified two-dimensional model, Todorovska & Trifunac⁸ have recently studied the wave passage effects on the effective

system parameters. They found that the system period practically does not depend on the type of incident waves and the angle of incidence, as well as the system damping is generally underestimated when the kinematic effects are excluded by assuming the surface free-field motion as the foundation input motion. Based on the same two-dimensional model, Todorovska⁹ has also concluded that, except for very heavy and tall buildings, the system damping is larger when the depth of the embedment is smaller, which is in contradiction with the conclusion reached by Bielak² from a three-dimensional model.

In this study a numerical solution is presented for computing the effective period and damping of structures with cylindrical embedded foundation in a soil layer on rigid half-space. The aim of the work is to make an evaluation of the interaction effects on the effective parameters of this kind of soil-structure system, which is commonly used in seismic codes. In addition to the characteristic parameters of the interaction problem introduced earlier by other authors (Veletsos & Meek,¹ Wolf⁷), the influence of key parameters such as the foundation embedment, the sidewall height and the stratum depth is investigated. To account for the frequency dependency of the dynamic stiffness of the foundation, the soil is replaced with impedance functions that are taken from a data base obtained with a suitable numerical technique. This interaction model does not recognize the motion of the foundation relative to the free-field in the absence of the structure. Such a component of the foundation motion, known as kinematic interaction, is usually very significant. It changes the overall motion of the foundation and depends importantly on the lateral contact between the soil and the footing walls. In fact, it may be more important than the effective damping of the structure. Thus, it is suggested that this approach be used only for preliminary calculations; a full solution including kinematic interaction is recommended for the final design.

Finally, an approximate analytical solution for determining the effective period and damping of structures with embedded foundations is obtained, by introducing a number of simplifying assumptions similar to those used in previous works for the case of surface foundations. Although this solution is a little more detailed than those presented in earlier studies, it is of higher accuracy because the foundation depth is explicitly considered and damping factors of second order are not neglected.

SOIL-STRUCTURE SYSTEM

For multistory structures that respond essentially as a single degree of freedom oscillator in their fixed-base condition and layered soil deposits that perform basically as a single stratum, the soil-structure system can be idealized as shown in Fig. 1. The foundation is

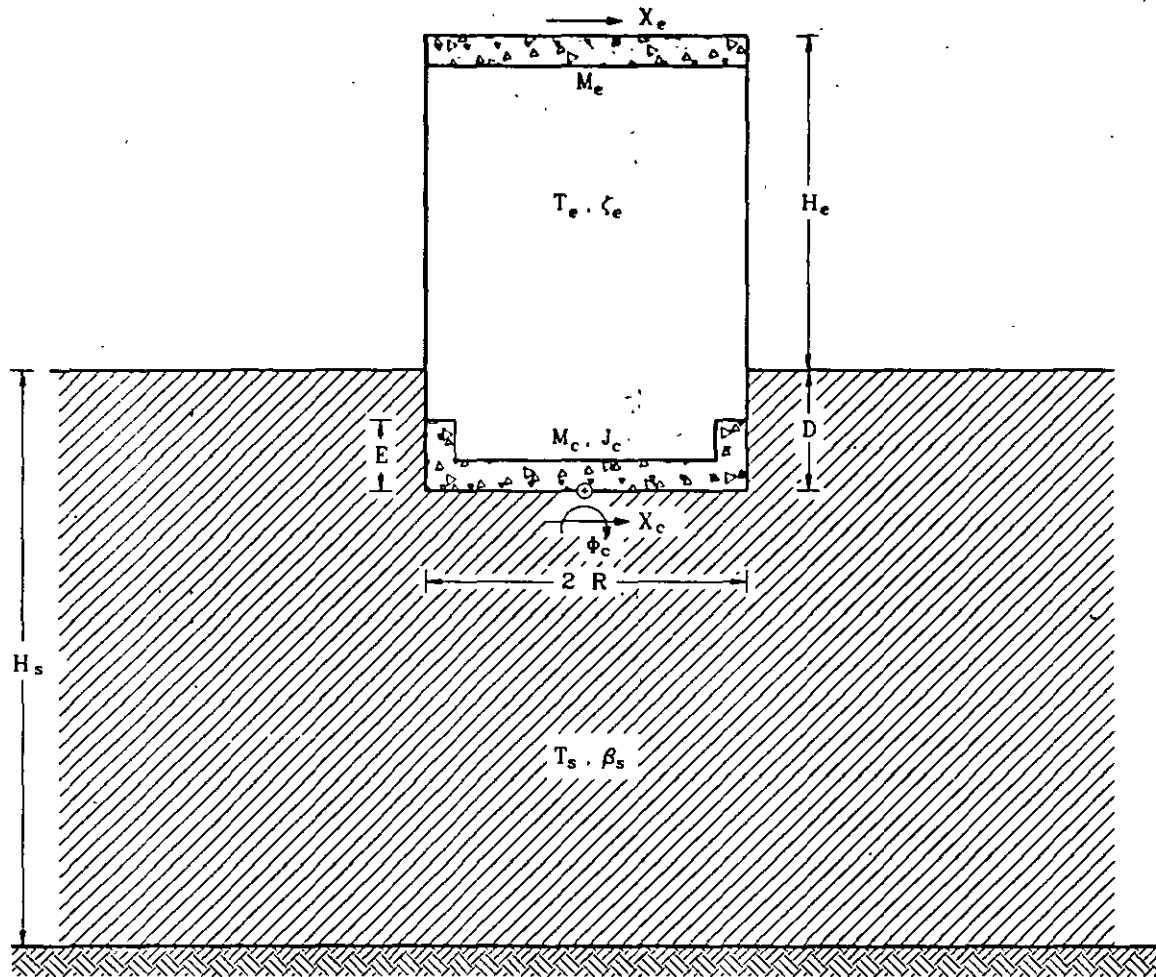


Fig. 1. Idealization of the soil-structure system.

assumed to be a rigid cylinder that has two degrees of freedom, one in lateral translation and other in rocking; the torsion is neglected. This coupled system is suitable to consider the interaction effects on the fundamental mode of vibration, which is the most affected by the interaction; the contribution of the higher modes may be determined by standard procedures disregarding these effects.

The parameters of the equivalent oscillator must be interpreted as the modal parameters of the multistorey structure vibrating in its fixed-base fundamental mode. So, T_e and ζ_e represent the period and damping of the fundamental mode of vibration, respectively, M_e the effective mass participating in such a mode and H_e the effective height of the resultant of the corresponding inertia forces. The modal mass and height, as well as the modal participation factor, corresponding to the first fixed-base natural mode of the multistorey structure are reported by Jennings & Bielak³ and Luco *et al.*⁶ Also, the parameters T_s and β_s of the equivalent stratum must be interpreted respectively as the dominant period of vibration and the effective velocity of propagation, in shear waves, of the layered soil deposit. They are related to the depth H_s of the stratum through the expression

$T_s = 4H_s/\beta_s$, according to the one-dimensional wave propagation theory. In addition to these parameters, the soil is characterized with the Poisson's ratio ν_s and the hysteretic damping ratio ζ_s .

Since the soil layer is replaced with impedance functions, the coupled system can be reduced to the equivalent oscillator with flexible base shown in Fig. 2, in which the ground is represented by a combination of linear springs and viscous dashpots that account for both the soil flexibility and its energy dissipation, respectively; the springs reflect the soil's inertia as well. The springs K_h , K_r and $K_{hr} = K_{rh}$ and the dashpots C_h , C_r and $C_{hr} = C_{rh}$, corresponding to the translation, rocking and coupling modes, respectively, depend not only on the soil layer and foundation parameters, but also on the excitation frequency. The stiffness K_m and damping C_m ($m = h, r, rh$) for circular foundations embedded in a homogeneous stratum with rigid base are taken from a data base (Avilés & Pérez-Rocha¹⁰), which was obtained with an efficient finite element technique (Tassoulas & Kausel¹¹) that incorporates the effect of the rigid sidewall on the dynamic stiffness of the footing (Tassoulas & Kausel¹²).

Also, the properties of the circular foundation are the radius R , the footing depth D , the sidewall height E , the

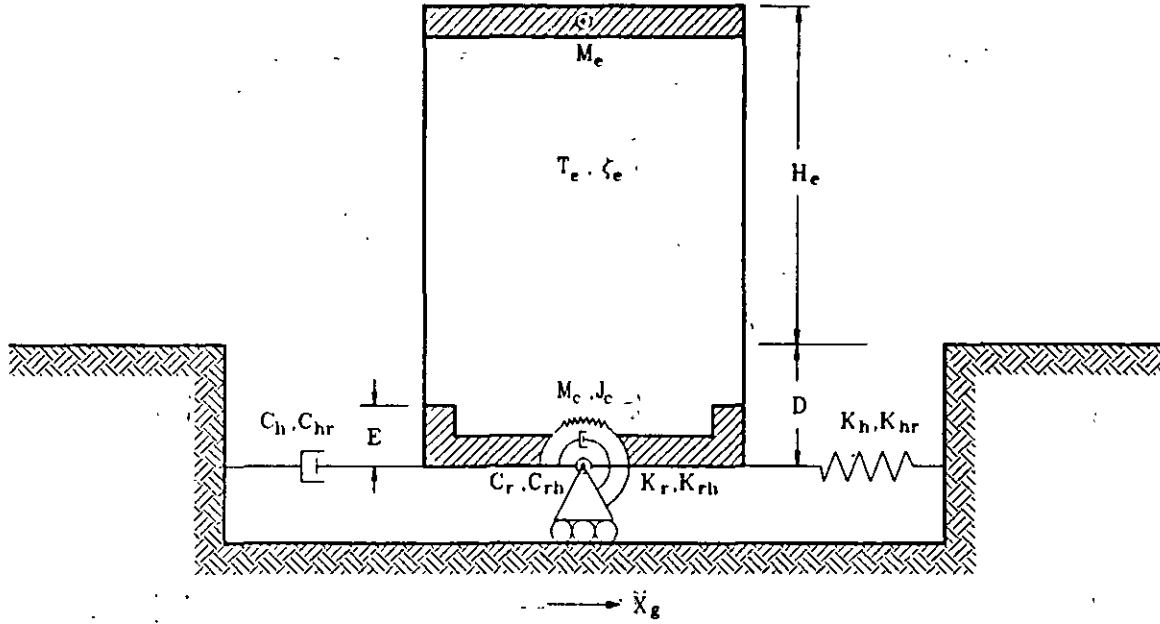


Fig. 2. Equivalent soil-structure system

mass M_c and the mass moment of inertia J_c with respect to a horizontal axis through the centroid of the footing base. The mass center of the foundation is assumed to be at $E/2$ above the subgrade in order to eliminate one parameter that has no significant influence on the effective period and damping of this coupled system, because the base moment $M_c(H_e + D)$ due to the structure is always much greater than the base moment $M_c E/2$ due to the foundation.

Equilibrium of the building and foundation

The degrees of freedom of the soil-structure system will be taken to be the deformation of the structure, X_e , the relative displacement of the foundation base, X_c , with respect to the ground motion, X_g , and the rocking of the foundation, Φ_c . Accordingly, the total displacement of the structure for small vibrations proves to be $X_g + X_c + (H_e + D)\Phi_c + X_e$. Based on this displacement configuration and on free-body diagrams, the force equilibrium equation of the building is given by

$$M_e(\ddot{X}_c + (H_e + D)\ddot{\Phi}_c + \ddot{X}_e) + C_e \dot{X}_e + K_e X_e = -M_e \ddot{X}_g \quad (1)$$

where $\overline{K_e} = 4\pi^2 M_e / T_e^2$ and $C_e = 4\pi \zeta_e M_e / T_e$ are the linear stiffness and viscous damping of the structure, respectively. Also, the force and moment equilibrium equations of the foundation are given by

$$M_c(\ddot{X}_c + (E/2)\ddot{\Phi}_c) + C_h \dot{X}_c + C_{hr} \dot{\Phi}_c + K_h X_c + K_{hr} \Phi_c - V_0 = -M_c \ddot{X}_g \quad (2)$$

$$J_c \ddot{\Phi}_c + C_r \dot{\Phi}_c + C_{rh} \dot{X}_c + K_r \Phi_c + K_{rh} X_c + M_c(E/2)\ddot{X}_c - M_0 = -M_c(E/2)\ddot{X}_g \quad (3)$$

where $V_0 = C_e \dot{X}_e + K_e X_e$ and $M_0 = V_0(H_e + D)$ are the lateral force and rocking moment, respectively, that the structure exerts on the soil. Although the small contribution of the rotary inertia of the structure has been neglected in the derivation of eqn (3), it can be included by incorporating the corresponding mass moment of inertia of the structure into the term J_c associated with the mass moment of inertia of the foundation.

Assuming that the coupled system is excited by the harmonic acceleration $\ddot{X}_g = \ddot{X}_g e^{i\omega t}$ of frequency ω with constant amplitude, the harmonic translations and rotation of the elements of the interacting system can be represented by $X_e = X_e e^{i\omega t}$, $X_c = X_c e^{i\omega t}$ and $\Phi_c = \Phi_c e^{i\omega t}$. This allows setting up the system equilibrium in the frequency domain. Thus, expressing the force V_0 and moment M_0 in terms of eqn (1) and then substituting into eqns (2) and (3), respectively, the matrix equilibrium equation of the coupled system takes the following form after some manipulations:

$$\begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ \Phi_c \end{Bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_e & & \\ & M_e & \\ M_e(H_e + D) & M_e(H_e + D) + M_c E/2 & \\ & M_e(H_e + D) & \\ \dots & M_e(H_e + D) + M_c E/2 & \\ & M_e(H_e + D)^2 + J_c & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ \Phi_c \end{Bmatrix} = -\ddot{X}_g \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e(H_e + D) + M_c E/2 \end{Bmatrix} \quad (4)$$

where $i = \sqrt{-1}$ is the imaginary unity. This matrix equation represents a linear system of complex algebraic equations, which can be solved by using standard procedures.

THE SYSTEM PERIOD AND THE SYSTEM DAMPING

We will refer to the system period and system damping as the dynamic parameters of a replacement oscillator with rigid base whose resonant shear force is equal to that of the structure interacting with the soil, for the same harmonic support excitation. This well-known approach (Veletsos & Meek,¹ Wolf⁷) leads to equating the peak pseudo-acceleration and resonant period of the interacting system with those corresponding to the replacement oscillator.

Then, the system period and system damping are obtained from the steady-state harmonic response of the coupled system, by solving eqn (4) in order to measure the transfer function $H(\omega) = \omega_e^2 X_e / \ddot{X}_g$ for the structural pseudo-acceleration as an approximation of the absolute acceleration, where ω_e is the fundamental frequency of the fixed-base structure. The resonant period and peak amplification of this transfer function are associated with the effective period and damping, respectively, of the structure interacting with the soil.

The damping values of soil-structure systems can considerably exceed those of the associated fixed-base structure, and therefore the damping terms of second order can not be neglected. For practical structures having damping ratios $\zeta < 1/\sqrt{2}$, the frequency ratio for maximum response is $\sqrt{1 - 2\zeta^2}$ and the corresponding peak response is $1/(2\zeta\sqrt{1 - \zeta^2})$ (Clough & Penzien¹³). Considering this situation and equating the peak pseudo-accelerations and resonant periods of both the interacting system and the replacement oscillator, the effective damping of coupled systems is determined as

$$\tilde{\zeta}_e^2 = \frac{1}{2} \left(1 - \left(\frac{H_{res}^2 - 1}{H_{res}^2} \right)^{1/2} \right) \quad (5)$$

and the effective period of coupled systems is obtained as

$$\tilde{T}_e = (1 - 2\tilde{\zeta}_e^2)^{1/2} T_{res} \quad (6)$$

where T_{res} is the resonant period and H_{res} the corresponding peak pseudo-acceleration observed at the transfer function of the interacting system.

CHARACTERISTIC DIMENSIONLESS PARAMETERS

Interaction effects can be expressed in terms of dimensionless parameters that characterize the soil-structure system. The aim of this study is to show how sensitive the

effective period and damping of coupled systems are to variations of these characteristic parameters. The interaction influence on the effective system parameters due to the foundation embedment and layer depth is the main subject to be evaluated, because it is of great significance. In the following, the characteristic parameters of the interaction model are defined, as well as the intervals of typical values for building structures covered by the next parametric analysis are established.

1. Ratio of the foundation mass to the structure mass: $0 \leq M_c/M_e \leq 0.5$.
2. Ratio of the mass moment of inertia of the foundation to the mass moment of inertia of the structure: $0 \leq J_c/(M_e(H_e + D)^2) \leq 0.1$.
3. Relative mass density between the structure and the soil: $0.1 \leq M_e/(\rho_s \pi R^2 H_e) \leq 0.2$, where ρ_s is the mass density of the soil.
4. Damping ratios for the fixed-base structure and the soil: $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$, which are conventional values adopted for most buildings and soils.
5. Poisson's ratio for the soil: $\nu_s = 1/3$ and 0.45 , which are representative values for granular and cohesive soils, respectively.
6. Relative depth of the soil layer: $H_s/R = 4$ and 10 .
7. Relative depth of the foundation: $D/R = 0$ and 1 .
8. Relative height of the sidewall: $E/D = 0$ and 1 .
9. Slenderness ratio of the structure: $H_e/R = 2$ and 5 .
10. Relative stiffness between the structure and the soil: $0 \leq (H_e T_s)/(H_s T_e) \leq 2$.

PARAMETRIC ANALYSIS

Influence of the linear and rotary inertia of the foundation

At first, the influence of the mass and mass moment of inertia of the foundation on the effective period and damping of the soil-structure system is investigated. By using a similar interaction model for structures with surface foundation on a half-space, Veletsos & Meek¹ have found that the structural response is practically insensitive to variations in these characteristic parameters, within the ranges of values of practical interest for building structures. For structures with embedded foundation in a soil layer, this behavior is also confirmed with the effective periods and dampings shown in Fig. 3 for mass ratios $M_c/M_e = 0$ (dashed line), 0.25 (solid line) and 0.5 (dotted line), and with those shown in Fig. 4 for mass moment of inertia ratios $J_c/(M_e(H_e + D)^2) = 0$ (dashed line), 0.05 (solid line) and 0.1 (dotted line). Each figure contains boxes for relative depths of the soil layer $H_s/R = 4$ and 10 , inside of which results for slenderness ratios $H_e/R = 2$ (thin outline) and 5 (thick outline) are shown. All other characteristic parameters were fixed constant at values of $M_e/(\rho_s \pi R^2 H_e) = 0.15$, $\nu_s = 0.45$, $D/R = 1$ and $E/D = 1$; it was set

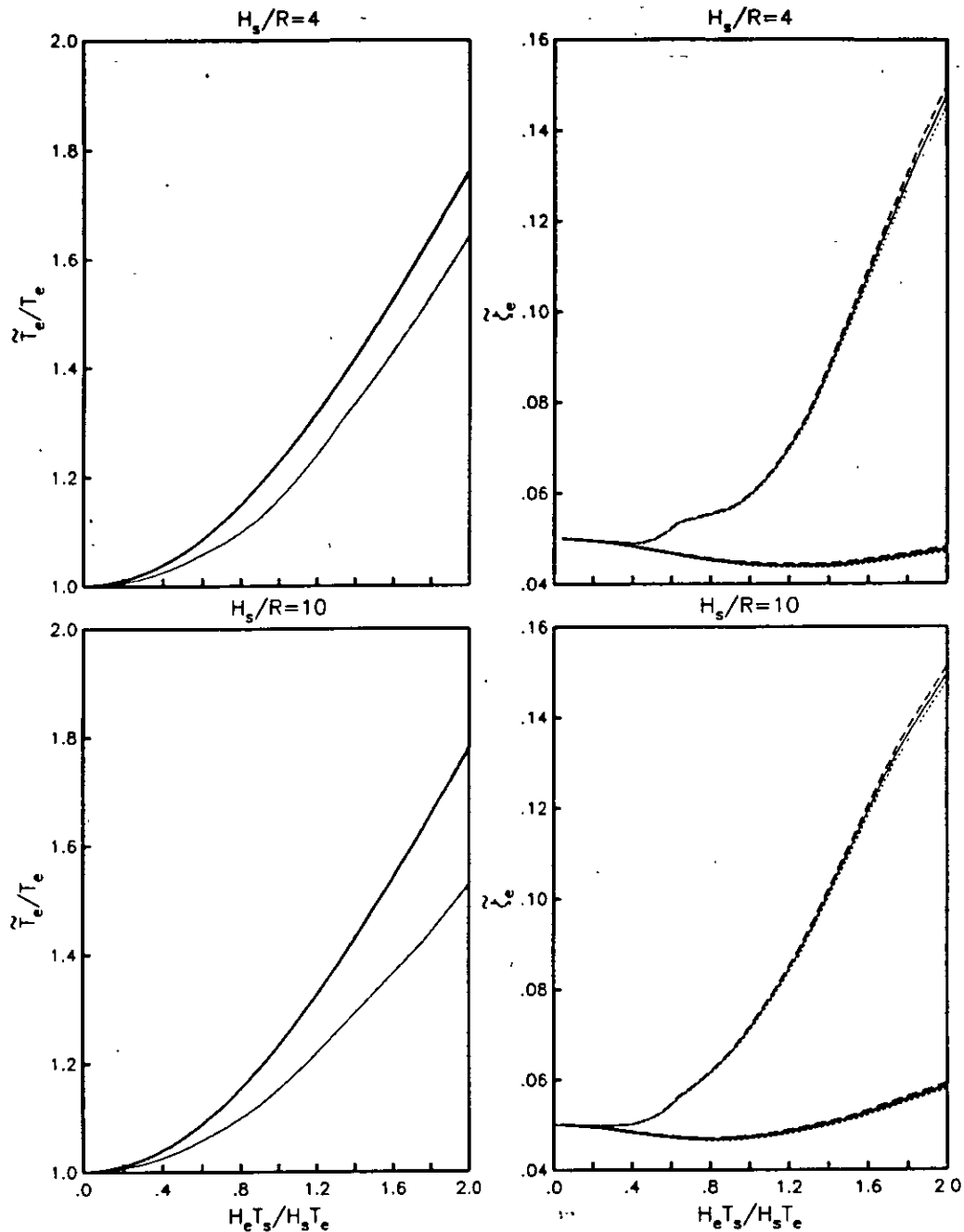


Fig. 3. Influence of the linear inertia of the foundation on the effective period and damping of soil-structure systems, varying the mass ratio as $M_c/M_e = 0$ (dashed line), 0.25 (solid line) and 0.5 (dotted line). Boxes correspond to $H_s/R = 4$ and 10, inside of which results are depicted for $H_e/R = 2$ (thin outline) and 5 (thick outline); $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $D/R = 1$ and $E/D = 1$.

$M_c/M_e = 0.25$ when the mass moment of inertia ratio was varied, and $J_c/(M_e(H_e + D)^2) = 0.05$ when the mass ratio was varied. From these results it can be observed that the influence of the linear and rotary inertia of the foundation on the effective system parameters is insignificant; it tends to increase slightly with the relative stiffness between the structure and soil. For other values of the characteristic parameters, we have found similar behavior. Thus, it can be concluded that the usual assumption of setting M_c and J_c equal to zero may be permissible in practical applications, for coupled systems

having slenderness ratios in the interval $2 \leq H_e/R \leq 5$ and stiffness ratios $(H_e T_s)/(H_s T_e) \leq 2$.

Effect of the soil mass density

The effect of the mass density of the soil on the effective period and damping of the coupled system is examined next. Veletsos & Meek¹ have suggested that a mass density ratio $M_e/(\rho_s \pi R^2 H_e) = 0.15$ be a reasonable average value for buildings with surface foundation on a half-space. Figure 5 depicts effective periods and

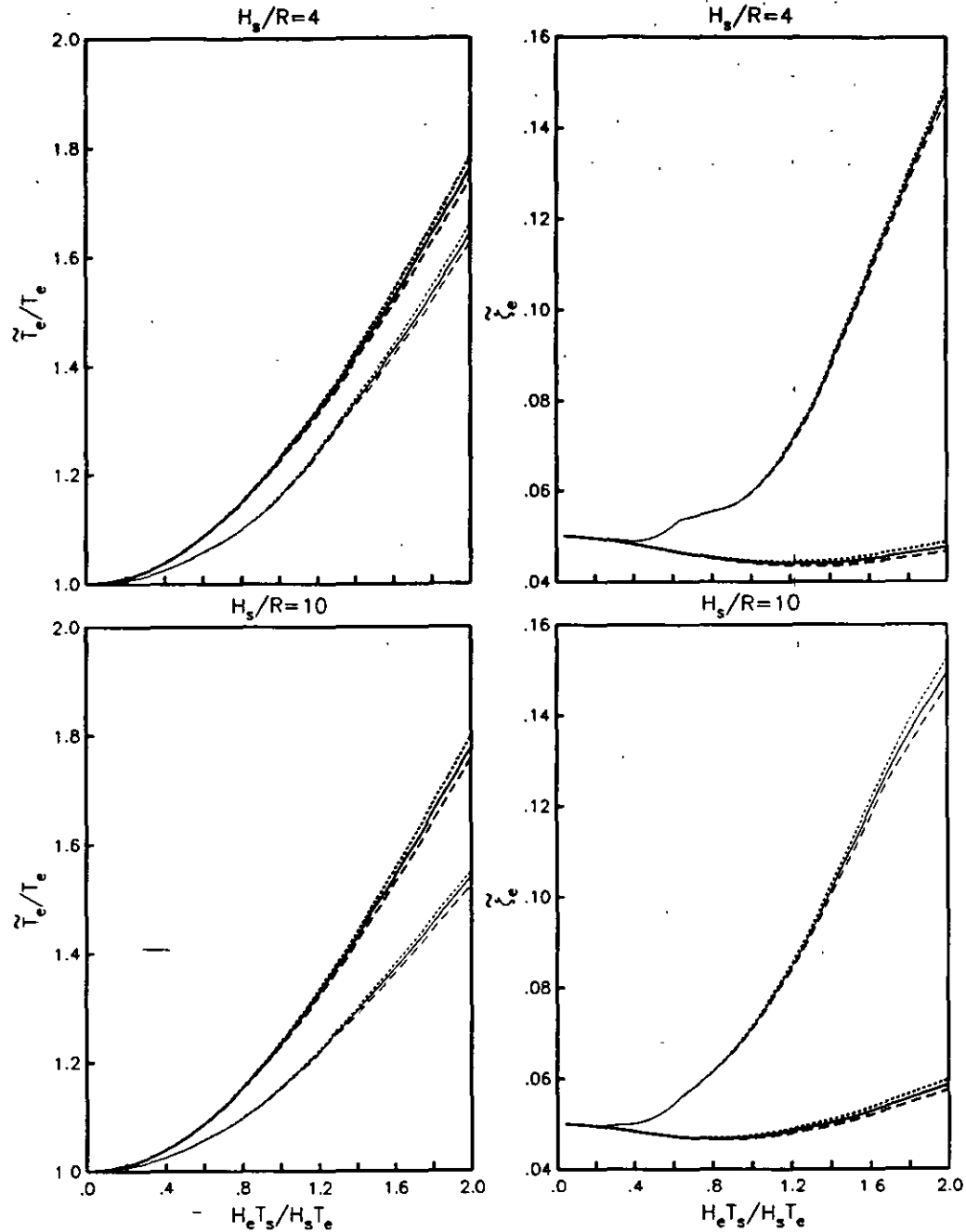


Fig. 4. Influence of the rotary inertia of the foundation on the effective period and damping of soil-structure systems, varying the mass moment of inertia ratio as $J_c / (M_e (H_e + D)^2) = 0$ (dashed line), 0.05 (solid line) and 0.1 (dotted line). Boxes correspond to $H_s/R = 4$ and 10, inside of which results are depicted for $H_e/R = 2$ (thin outline) and 5 (thick outline), $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $D/R = 1$ and $E/D = 1$.

dampings for mass density ratios $M_e / (\rho_s \pi R^2 H_e) = 0.1$ (dashed line), 0.15 (solid line) and 0.2 (dotted line). The boxes appearing in the figure correspond to relative depths of the soil layer $H_s/R = 4$ and 10, inside of which results for slenderness ratios $H_e/R = 2$ (thin outline) and 5 (thick outline) are shown. All other characteristic parameters were fixed constant at values of $M_c/M_e = 0.25$, $J_c / (M_e (H_e + D)^2) = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $D/R = 1$ and $E/D = 1$. From these results and additional studies for different values of the characteristic parameters, it is

confirmed that $M_e / (\rho_s \pi R^2 H_e) = 0.15$ is also a representative average value for buildings with embedded foundation in a soil layer. Nevertheless, it is not possible to generalize from this typical value, because of the large influence of the soil mass density on the effective period of coupled systems having slenderness ratios in the range $2 \leq H_e/R \leq 5$, which tends to increase significantly with the relative stiffness between the structure and soil; the effective damping is slightly affected only for $H_e/R = 2$ corresponding to short and squat structures.

Influence of the foundation embedment and layer depth

The three most important characteristic parameters are H_s/R , D/R and E/D , as will be seen in the following results that were obtained by taking the representative average values $M_c/M_e = 0.25$, $J_c/(M_c(H_c + D)^2) = 0.05$ and $M_c/(\rho_s \pi R^2 H_c) = 0.15$. Effective periods and dampings of coupled systems shown in Figs 6–9 are plotted as a function of the relative stiffness between the structure and soil. Hence, curves of effective period and damping should approach to T_c and ζ_c , respectively, as

the stiffness ratio $(H_s T_s)/(H_s T_c)$ tends to zero; this limit condition corresponds to negligible interaction effects. As the system period is normalized with respect to the fundamental period of the associated fixed-base structure, curves of effective period really approach to unity.

Figures 6 and 7 show effective periods and dampings of soil–structure systems for $\nu_s = 1/3$ and relative depths of the soil layer $H_s/R = 4$ and 10, respectively. Results are presented in boxes for slenderness ratios of the structure $H_c/R = 2$ and 5, in rows, and relative heights

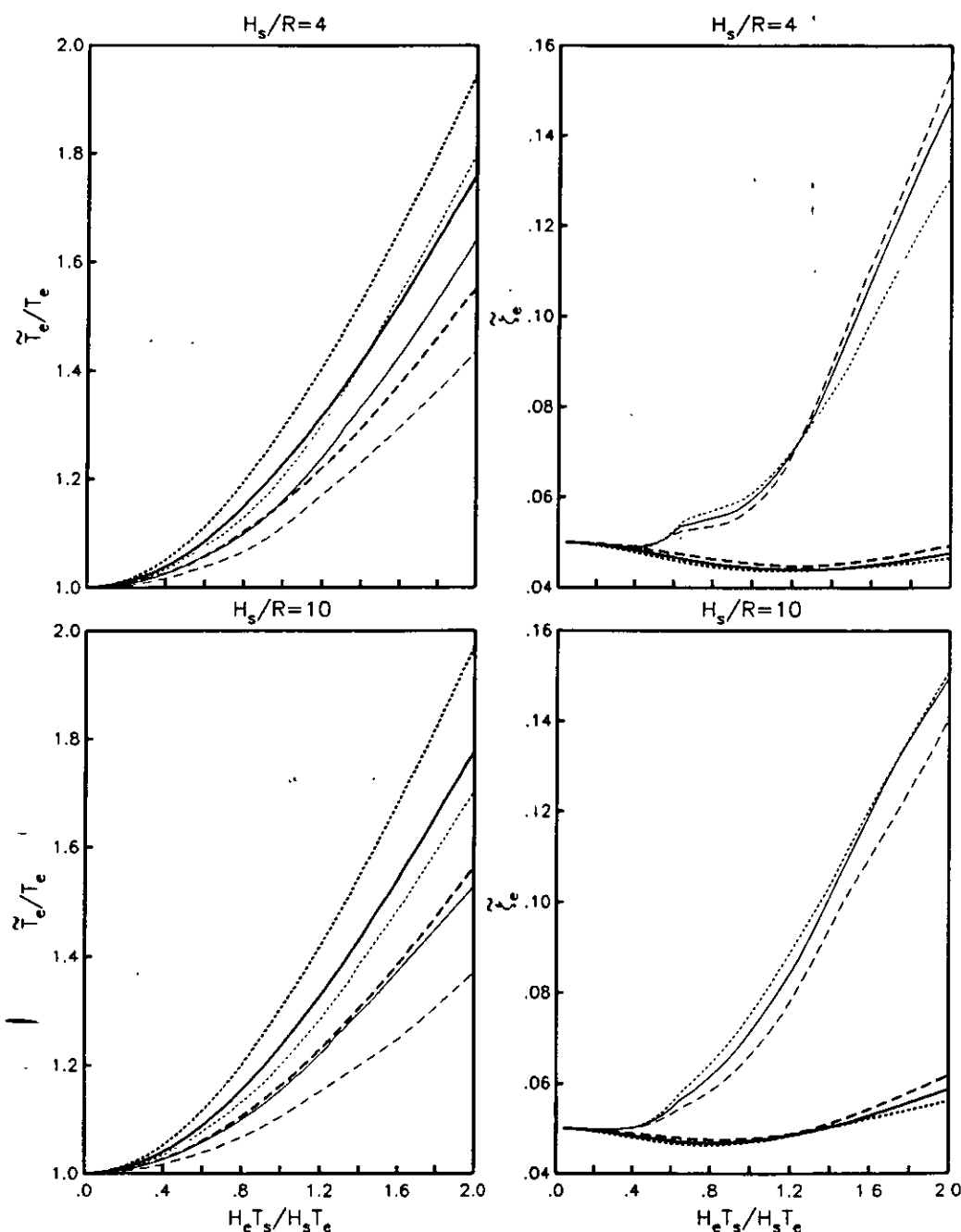


Fig. 5. Effect of the soil mass density on the effective period and damping of soil–structure systems, varying the mass density ratio as $M_c/(\rho_s \pi R^2 H_c) = 0.1$ (dashed line), 0.15 (solid line) and 0.2 (dotted line). Boxes correspond to $H_s/R = 4$ and 10, inside of which results are depicted for $H_c/R = 2$ (thin outline) and 5 (thick outline); $\zeta_c = \zeta_s = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $D/R = 1$ and $E/D = 1$.

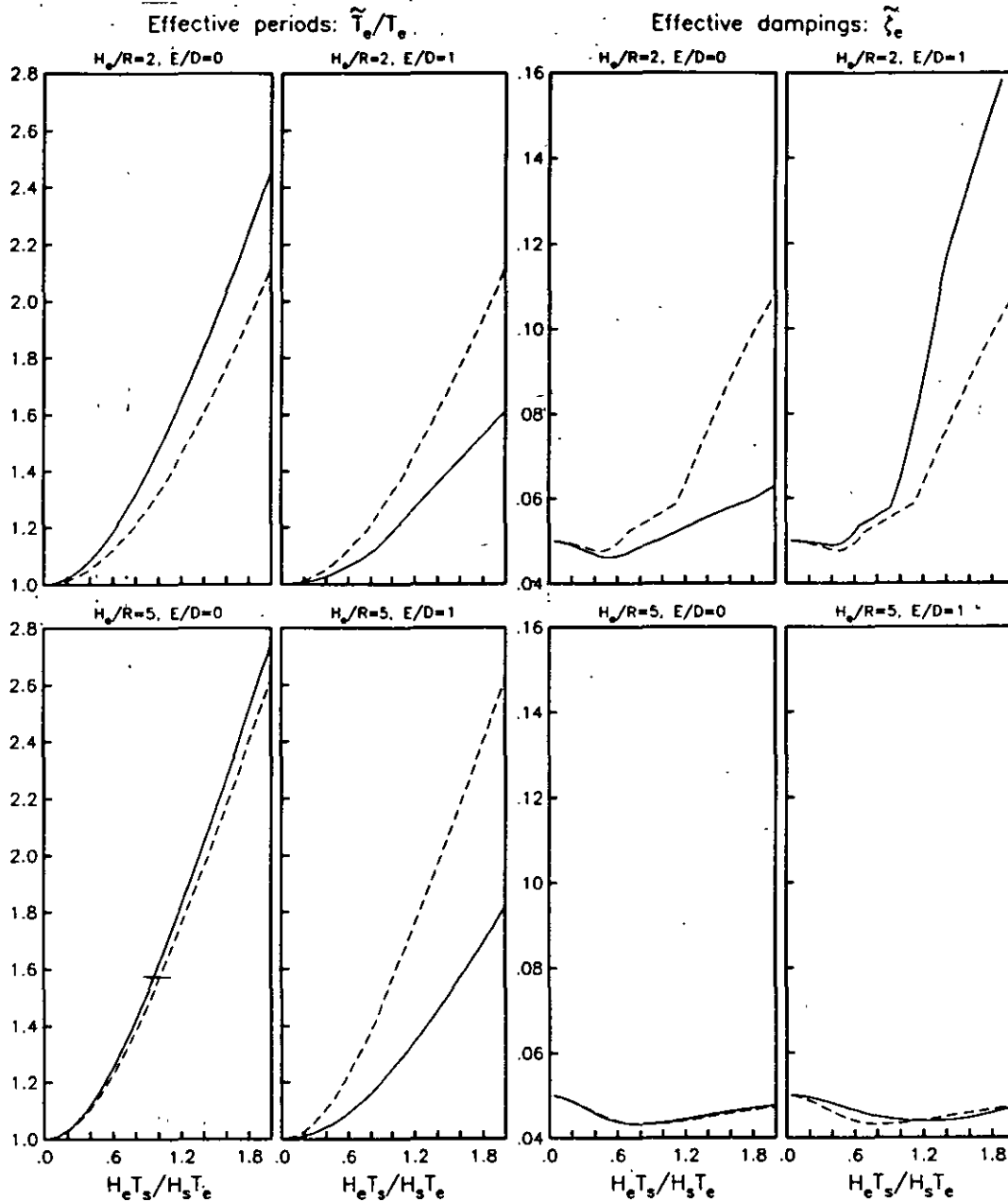


Fig. 6. Influence of the foundation embedment on the effective period and damping of soil-structure systems for a shallow stratum with $H_s/R = 4$. Boxes correspond to $H_e/R = 2$ and 5 and $E/D = 0$ and 1, inside of which results are displayed for relative foundation depths $D/R = 0$ (dashed line) and 1 (solid line); $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$ and $\nu_s = 1/3$.

of the sidewall $E/D = 0$ and 1, in columns. The two types of curves inside of the boxes correspond to relative depths of the foundation $D/R = 0$ (dashed line) and 1 (solid line). The trends and features of the system period and system damping for surface foundation ($D/R = 0$) on a deep stratum ($H_s/R = 10$) are in agreement with the results of Jennings & Bielak³ and Veletsos & Meek¹ for surface foundation on a half-space. It can be seen that the system period is smaller when the foundation depth is larger only for sidewalls in total contact with the surrounding soil; this effect is less pronounced for $H_e/R = 2$ corresponding to short and squat structures.

For sidewalls in null contact with the surrounding soil, the system period increases with the foundation depth, because of the reduction of the footing stiffness; this effect is less pronounced for $H_e/R = 5$ corresponding to tall and slender structures. Also, it can be seen that the system damping increases with the foundation depth only for sidewalls extending along the entire depth of embedment. For not existing sidewalls, the effective damping decreases as the foundation depth increases, due to the effect of foundation rocking. Tassoulas & Kausel¹² have found that the increase in static stiffness with increasing the sidewall height is most significant for

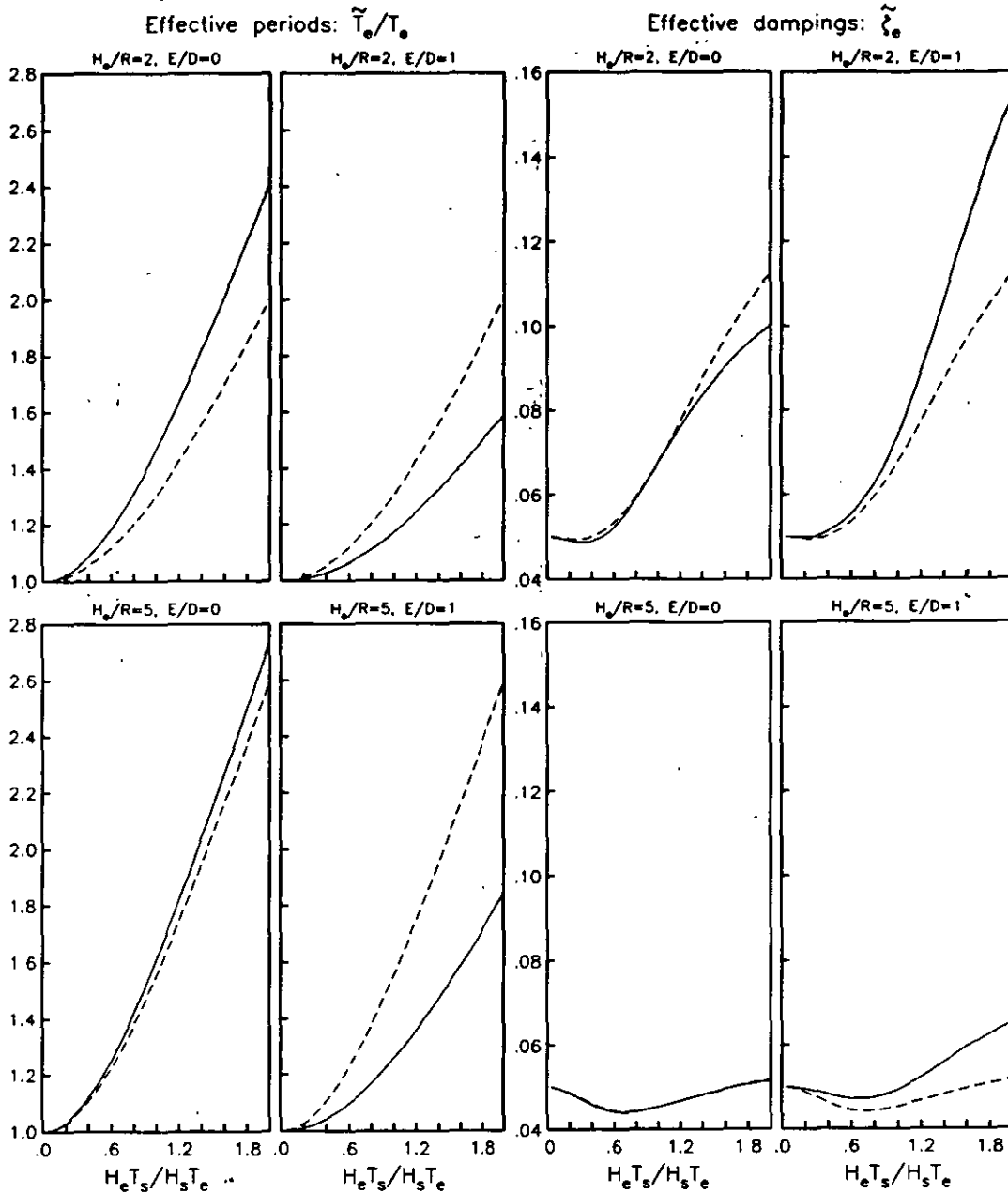


Fig. 7. Influence of the foundation embedment on the effective period and damping of soil-structure systems for a deep stratum with $H_s/R = 10$. Boxes correspond to $H_e/R = 2$ and 5 and $E/D = 0$ and 1, inside of which results are displayed for relative foundation depths $D/R = 0$ (dashed line) and 1 (solid line); $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$ and $\nu_s = 1/3$.

the rocking mode; in addition, the impedance coefficients corresponding to translation and rocking vibrations change considerably for sidewalls extending higher than about half the depth of embedment. Since a reduction in the system damping is associated with an increment of the structural response, overestimating the degree of contact between the soil and the footing walls could lead to results on the unsafe side. In general, the smaller the structure slenderness and the shallower the soil layer, the more is the influence of the foundation depth and the sidewall height on the system damping.

Figures 8 and 9 show effective periods and dampings

of soil-structure systems for $\nu_s = 0.45$ and relative depths of the foundation $D/R = 0$ and 1, respectively. Results are presented in similar form to that used earlier, except for the fact that the two types of curves inside of the boxes correspond to relative depths of the soil layer $H_s/R = 4$ (dashed line) and 10 (solid line). It can be observed that the influence of the stratum depth on the system period is practically insignificant, while the system damping increases significantly with this characteristic parameter, meaning that the damping capacity of the foundation for shallow strata is lower than that for deep strata. The largest influence of the layer depth

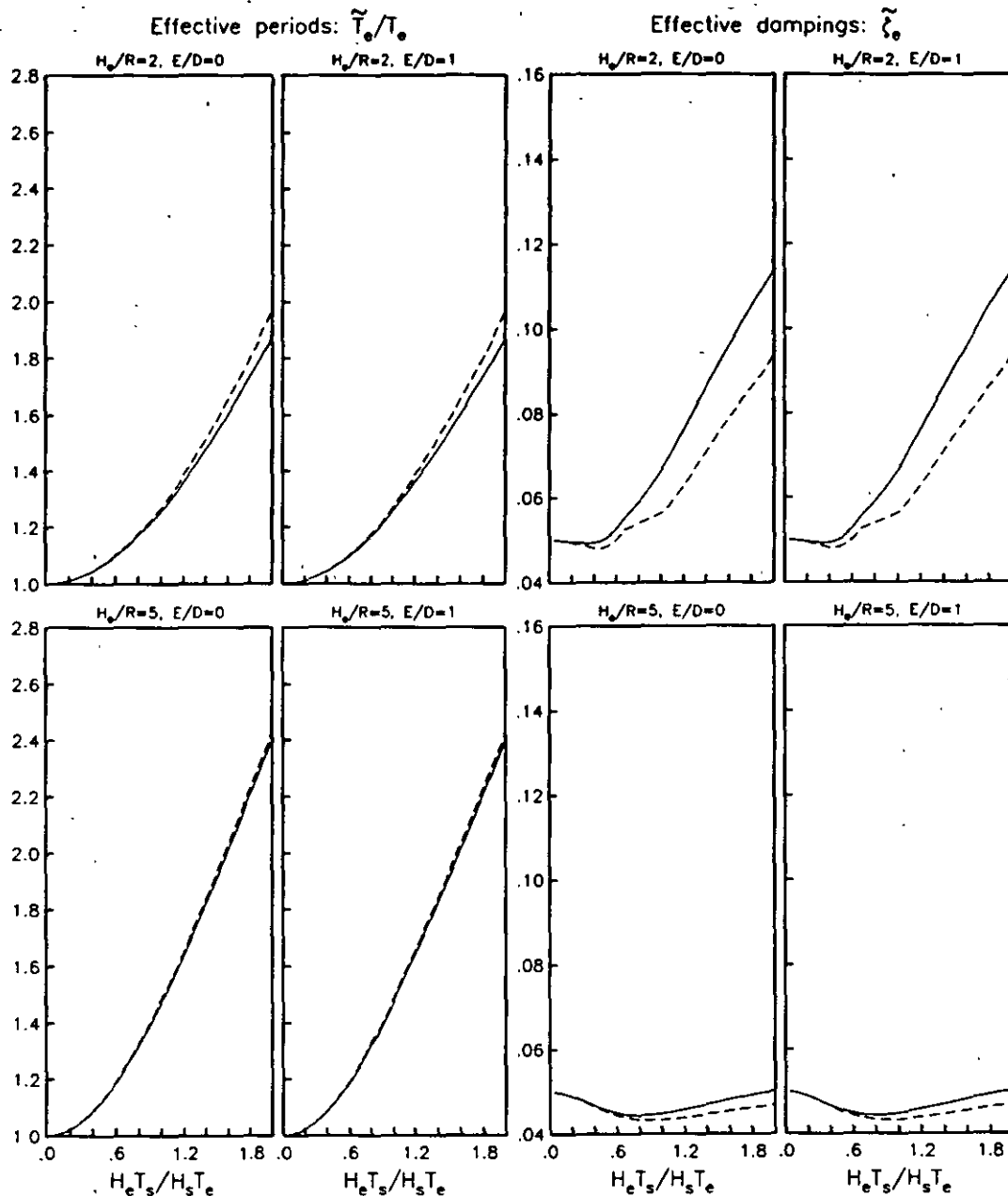


Fig. 8. Influence of the layer depth on the effective period and damping of soil-structure systems for a surface foundation with $D/R = 0$. Boxes correspond to $H_e/R = 2$ and 5 and $E/D = 0$ and 1, inside of which results are displayed for relative stratum depths $H_s/R = 4$ (dashed line) and 10 (solid line); $\zeta_s = \zeta_s = 0.05$ and $\nu_s = 0.45$.

on the system damping is for $H_e/R = 2$, $D/R = 1$ and $E/D = 0$, that is, for short and squat structures with deep foundation without sidewall.

From all these results it is inferred that effective periods and dampings of structures with embedded foundation in a soil layer can be very different from those corresponding to buildings with surface foundation on a half-space. Similar results are expected for other values of the critical characteristic parameters H_s/R , D/R and E/D , so that the conclusions reached here about the influence of the foundation embedment and layer depth may be convincing.

APPROXIMATION TO THE EFFECTIVE SYSTEM PARAMETERS

Approximate expressions for the overall period, damping and peak response of coupled systems are very helpful either to estimate qualitatively the interaction effects or for preliminary calculations, and even to be used according to code provisions. On the basis of the parametric analysis, it is permissible to introduce several simplifications related to those characteristic parameters for which the structural response is insensitive to their variations within the ranges of values of practical

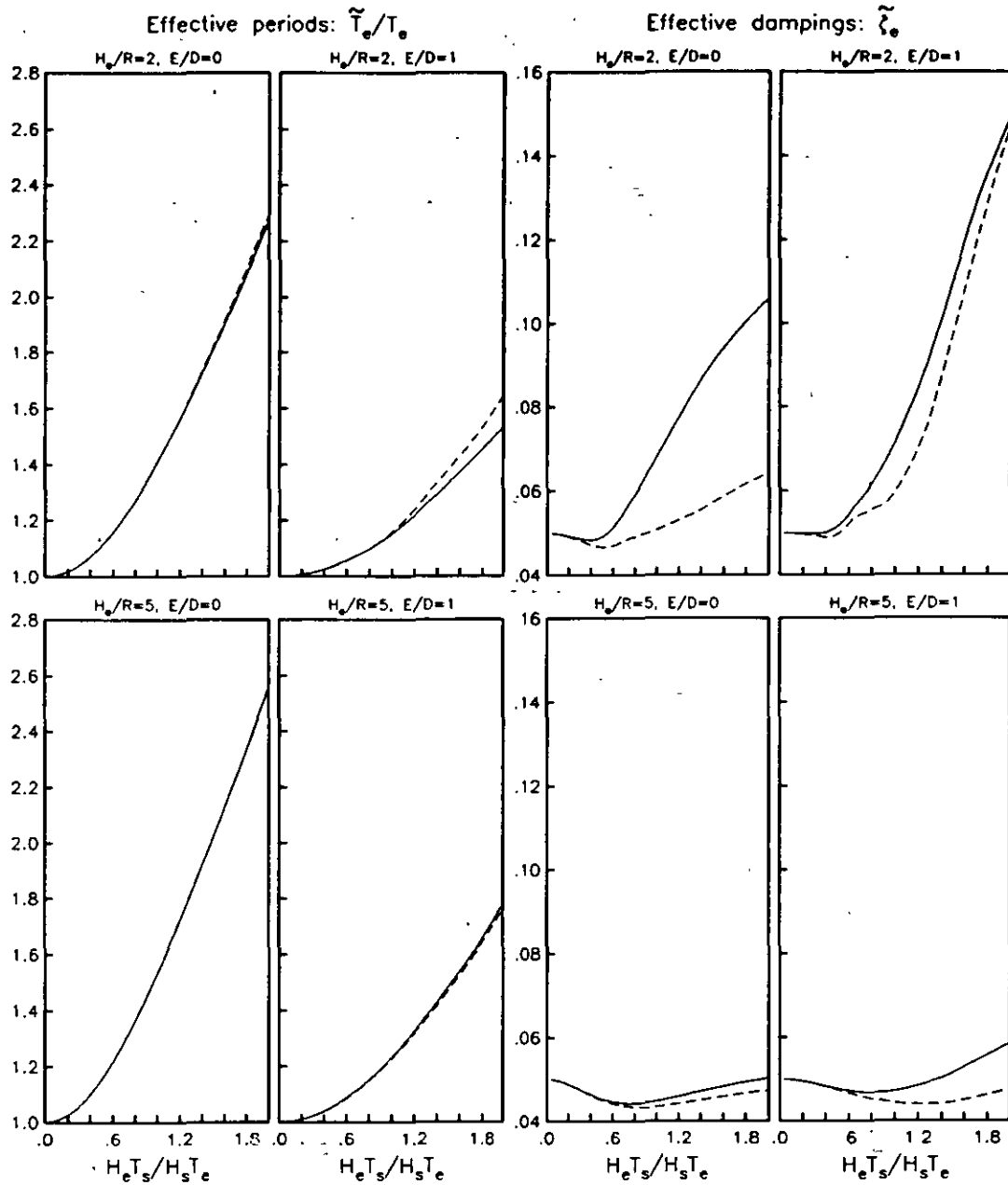


Fig. 9. Influence of the layer depth on the effective period and damping of soil-structure systems for an embedded foundation with $D/R = 1$. Boxes correspond to $H_e/R = 2$ and 5 and $E/D = 0$ and 1, inside of which results are displayed for relative stratum depths $H_s/R = 4$ (dashed line) and 10 (solid line); $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$ and $\nu_s = 0.45$.

interest. Thus, in addition to the approximations implicit in the interaction model, it is possible to obtain a simple solution by neglecting the influence of the mass M_c and the mass moment of inertia J_c of the foundation, as well as by neglecting the coupled stiffness K_{hr} and damping C_{hr} of the soil in comparison with the translation and rocking terms. In these conditions, eqn (4) takes the following reduced form:

$$\begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & K_r \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & 0 \\ 0 & 0 & C_r \end{bmatrix}$$

$$= -\omega^2 \begin{bmatrix} M_e & M_e & \dots \\ M_e & M_e & \dots \\ M_e(H_e + D) & M_e(H_e + D) & \dots \\ \dots & \dots & \dots \\ M_e(H_e + D)^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ \Phi_c \end{Bmatrix} = -\ddot{X}_g \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e \\ M_e(H_e + D) \end{Bmatrix} \quad (7)$$

Dividing the two first rows of eqn (7) by $\omega^2 M_e$ and the last one by $\omega^2 M_e (H_e + D)$, this equation reduces to

$$\begin{bmatrix} \frac{\omega_e^2}{\omega^2} (1 + i2\zeta_e') - 1 & -1 & -1 \\ -1 & \frac{\omega_h^2}{\omega^2} (1 + i2\zeta_h') - 1 & -1 \\ -1 & -1 & \frac{\omega_r^2}{\omega^2} (1 + i2\zeta_r') - 1 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ (H_e + D)\Phi_c \end{Bmatrix} = -\frac{\ddot{X}_g}{\omega^2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

in which $\zeta_e'(\omega) = (\omega/\omega_e)\zeta_e$, $\zeta_h'(\omega) = (\omega/\omega_h)\zeta_h$ and $\zeta_r'(\omega) = (\omega/\omega_r)\zeta_r$, where the natural frequencies ω_h and ω_r corresponding to the translation and rocking of the structure assumed rigid, respectively, are defined as

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_e} \quad (9)$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_e(H_e + D)^2} \quad (10)$$

whereas the damping ratios ζ_h and ζ_r of the soil, including both material and geometrical damping, in the translation and rocking modes of the foundation, respectively, are defined as

$$\zeta_h = \frac{C_h}{2\omega_h M_e} \quad (11)$$

$$\zeta_r = \frac{C_r}{2\omega_r M_e (H_e + D)^2} \quad (12)$$

Solving the complex system of algebraic equations given by eqn (8), we find that the structural pseudo-acceleration is equal to

$$\omega_e^2 X_e = -\ddot{X}_g \left(1 + i2\zeta_e' - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 4\zeta_e'\zeta_h' + i2(\zeta_e' - \zeta_h')}{1 + 4\zeta_h'^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1 + 4\zeta_e'\zeta_r' + i2(\zeta_e' - \zeta_r')}{1 + 4\zeta_r'^2} \right)^{-1} \quad (13)$$

Now, assuming that the replacement oscillator with rigid base, whose natural frequency and damping ratio are respectively $\tilde{\omega}_e$ and $\tilde{\zeta}_e$, is subjected to the same harmonic support excitation of the coupled system, the structural pseudo-acceleration in the steady-state is given by (Clough & Penzien¹³)

$$\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e = -\ddot{X}_g \left(1 - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}_e^2} + i2\tilde{\zeta}_e \frac{\omega}{\tilde{\omega}_e} \right)^{-1} \quad (14)$$

Considering that the structure mass is the same in both the soil-structure system and the replacement oscillator, the effective frequency and damping of the coupled system can be obtained by equating the real and imaginary parts of eqn (13) with those of eqn (14) for the

resonance condition $\omega = \tilde{\omega}_e$. Doing this, the following expressions are found:

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} \frac{1 + 4\zeta_e'\zeta_h'}{1 + 4\zeta_h'^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \frac{1 + 4\zeta_e'\zeta_r'}{1 + 4\zeta_r'^2} \quad (15)$$

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e' + \frac{\tilde{\omega}_e^2}{\omega_h^2} \frac{\zeta_h' - \zeta_e'}{1 + 4\zeta_h'^2} + \frac{\tilde{\omega}_e^2}{\omega_r^2} \frac{\zeta_r' - \zeta_e'}{1 + 4\zeta_r'^2} \quad (16)$$

It is worth pointing out that for consistency ζ_e' , ζ_h' and ζ_r' , as well as ω_h and ω_r , have to be evaluated at $\omega = \tilde{\omega}_e$. As $\tilde{\omega}_e$ is not known *a priori*, an iterative process starting at $\omega = \omega_e$ is required for calculating the system frequency. The fact that $\tilde{\omega}_e$ and $\tilde{\zeta}_e$ are evaluated at resonance and then used over the whole range of frequencies is because a satisfactory agreement between the frequency response of the soil-structure system and that of the replacement oscillator is obtained over a wide interval of frequencies on both sides of the resonant frequency (Veletsos & Meek¹), except for very squat structures and too soft soils; in this case, the transfer function of the coupled system cannot be fitted anymore with that of a single fixed-base oscillator (Avilés & Pérez-Rocha¹⁴). Also, it may be noted that this analogy amounts to equating the resonant values of $\omega_e^2 X_e$ and $\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e$, which implies that the maximum structural deformations of both the interacting system and the replacement oscillator are related by the expression $X_e^{\max} = (\tilde{\omega}_e^2/\omega_e^2) \tilde{X}_e^{\max}$.

Comparison with solutions by other authors

Several authors (Bielak,² Jennings & Bielak,³ Luco,^{4,5} Luco *et al.*,⁶ Wolf⁷) have derived approximate expressions for the system frequency and system damping, which are analogous to the ones presented herein. However, even though our results are very similar to their analytical expressions, some slight differences exist that would be necessary to point out and discuss.

First of all, such solutions were obtained by introducing two additional simplifying assumptions, which consist in neglecting the foundation depth and terms involving squares or products of the damping coefficients. Also, in some cases (Luco,^{4,5} Luco *et al.*,⁶ Wolf⁷) the imaginary parts of the impedance functions of the soil were decomposed into two components, one of them expressing the hysteretic material damping and the other representing the viscous geometrical damping.

For a soil without material damping, the complex frequency-dependent impedance function for any vibration mode of the foundation can be written as

$$\tilde{K}_m = K_m + i\omega C_m; \quad m = h, r \quad (17)$$

The material damping may be approximately introduced by multiplying the stiffness K_m dependent on the frequency with the complex factor $(1 + i2\zeta_s)$, where ζ_s expresses the hysteretic damping ratio. This substitution leads to

$$\tilde{K}_m = K_m(1 + i2(\zeta_m' + \zeta_s)); \quad m = h, r \quad (18)$$

where $\zeta_m = \omega C_m / (2K_m)$ represents the ratio of the viscous radiation damping. This result indicates that total damping coefficients can be obtained as the direct addition of both material and geometrical damping.

Now, replacing ζ_h by $\zeta_h + \zeta_r$ and ζ_r by $\zeta_r + \zeta_s$, neglecting products of ζ_r , ζ_h , ζ_s and ζ_m , and finally substituting $\zeta_r = (\bar{\omega}_r / \omega_r) \zeta_r$, $\zeta_h = (\bar{\omega}_h / \omega_h) \zeta_h$ and $\zeta_s = (\bar{\omega}_s / \omega_s) \zeta_s$, eqns (15) and (16) are reduced as follows:

$$\frac{1}{\bar{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \quad (19)$$

$$\bar{\zeta}_e = \zeta_e \frac{\bar{\omega}_e^3}{\omega_e^3} + \zeta_h \frac{\bar{\omega}_h^3}{\omega_h^3} + \zeta_r \frac{\bar{\omega}_r^3}{\omega_r^3} + \zeta_s \left(1 - \frac{\bar{\omega}_e^2}{\omega_e^2} \right) \quad (20)$$

These approximations for the system frequency and system damping are identical to the expressions reported by Luco^{4,5} and Luco *et al.*⁶ for the case of surface foundation. For consistency, eqns (19) and (20) should be evaluated by considering $D = 0$ in eqns (10) and (12), and by using C_h and C_r appearing in eqns (11) and (12), respectively, obtained from a purely elastic soil. Such approximations can also be shown to be similar to the expressions presented by Wolf,⁷ except for the first term of $\bar{\zeta}_e$ corresponding to the structural damping which, for having been considered of hysteretic type (frequency independent), led to an exponent of only two instead of three as in the present analysis. Also, except for differences in notation, these results are identical to those reported by Bielak¹⁵ and Jennings & Bielak,³ who dealt jointly with the material and geometrical dampings as in the present study.

Approximations to the system period and system damping compared with the numerical solution are shown in Figs 10 and 11 for relative depths of the foundation $D/R = 0$ and 1, respectively. Effective periods and dampings are depicted in boxes for slenderness ratios of the structure $H_e/R = 2$ and 5. Extreme cases of foundation embedment and building slenderness are considered to emphasize the differences among solutions. The rest of the characteristic parameters were fixed constant at values of $M_e / (\rho_s \pi R^2 H_e) = 0.15$, $\nu_s = 0.45$, $H_s/R = 10$ and $E/D = 1$; similar behavior is observed for other values of these characteristic parameters. For consistency, the numerical solution was computed by taking the linear and rotary inertia of the foundation equal to zero, but the influence of the coupled impedance functions was included.

The curves marked with the solid line and the different segmented lines correspond to the numerical solution and the different approximations, respectively. As expected, for surface foundations ($D/R = 0$) Luco's solution is in good agreement with the numerical results from a practical point of view; the accuracy in the period is better than that in the damping. Wolf's solution cannot reproduce the reduction in the structural damping with respect to the fixed-base condition that arises in

tall and slender structures ($H_e/R = 5$). This is because the structural damping assumed in its solution is hysteretic rather than viscous. Although the present solution is a little more involved than the other approximations, it is in general of higher accuracy than them, particularly for embedded foundations and when the relative stiffness between the structure and soil increases. Differences among solutions come mainly from the fact that the foundation depth should be considered not only in calculating the foundation stiffnesses, but also in deriving the effective system parameters as in the present approximation. Such differences enlarge as the relative stiffness between the structure and soil increases, being most pronounced in the system damping of short and squat structures ($H_e/R = 2$). Introducing damping terms of second order seems to be not relevant for slenderness ratios $H_e/R \geq 2$ and stiffness ratios $(H_e T_s) / (H_s T_e) \leq 2$, which correspond to coupled systems with low to moderate damping.

Even though the present solution proves to be more precise than the other approximations, it is not recommended for coupled systems with high damping. In this case, the numerical solution should be preferred because it represents a simple and more accurate approach, which also accounts for the influence of the coupled impedance functions. For practical purposes, the relative importance of the coupling mode can be very significant for short and squat structures with deep foundation in total contact with the surrounding soil.

CONCLUSIONS

The effects of the foundation embedment and layer depth on the effective period and damping of structures interacting with the soil have been evaluated, by applying a numerical solution for a kind of soil-structure system that is commonly used in seismic codes. The interaction model takes into account the foundation depth, the degree of contact between the soil and the foundation walls, and the depth of the soil layer, for a cylindrical foundation embedded in a homogeneous stratum with rigid base. The soil is replaced with appropriate impedance functions, so that linear springs and viscous dashpots dependent on the excitation frequency are used. Extreme cases of foundation embedment and layer depth were studied to emphasize the interaction effects. Also, the sidewall height was considered variable, the extreme cases being the one of not existing sidewall and that of sidewall extending along the entire foundation depth.

Results show that the influence of the linear and rotary inertia of the foundation on the effective period and damping of coupled systems is insignificant, as has been shown by other authors for the case of surface foundations on a half-space. It is concluded that the usual assumption of neglecting these characteristic parameters may be permissible in deriving single approximations

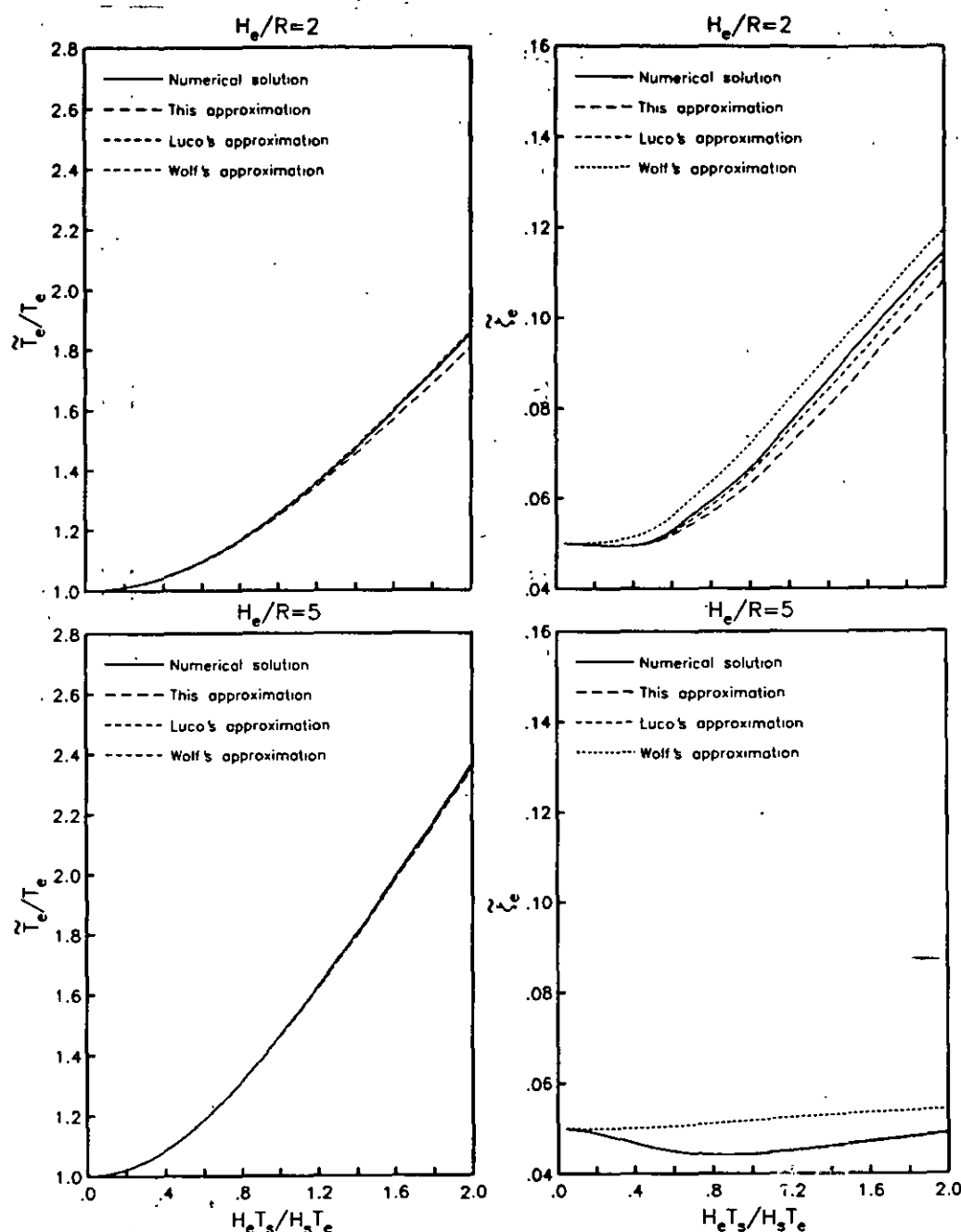


Fig. 10. Comparison of the present solution with other exact and approximate results. Effective periods and dampings of soil-structure systems for a surface foundation with $D/R = 0$ are shown inside of boxes corresponding to $H_e/R = 2$ and 5 ; $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $H_s/R = 10$ and $E/D = 1$.

for the effective system parameters, which are widely used in practical applications. Also, it is found that generalizing from representative average values of the soil mass density is not possible, because of its large influence on the system period; the system damping is little sensitive to variations of this characteristic parameter.

It is confirmed that the system period decreases and the system damping increases with the foundation embedment only for footings with sidewall in total contact with the surrounding soil. Results show that the effective system parameters for footings without

sidewall or with sidewall in null contact with the surrounding soil behave opposite to those corresponding to the interface condition of total contact. The system damping is most affected by the degree of contact between the soil and the footing walls. In general, the smaller the structure slenderness and the shallower the soil layer, the more is the influence of the foundation depth and the sidewall height on the system damping. Also, it is found that the influence of the layer depth on the system period is practically insignificant, whereas the system damping increases significantly with this characteristic parameter, meaning that the damping

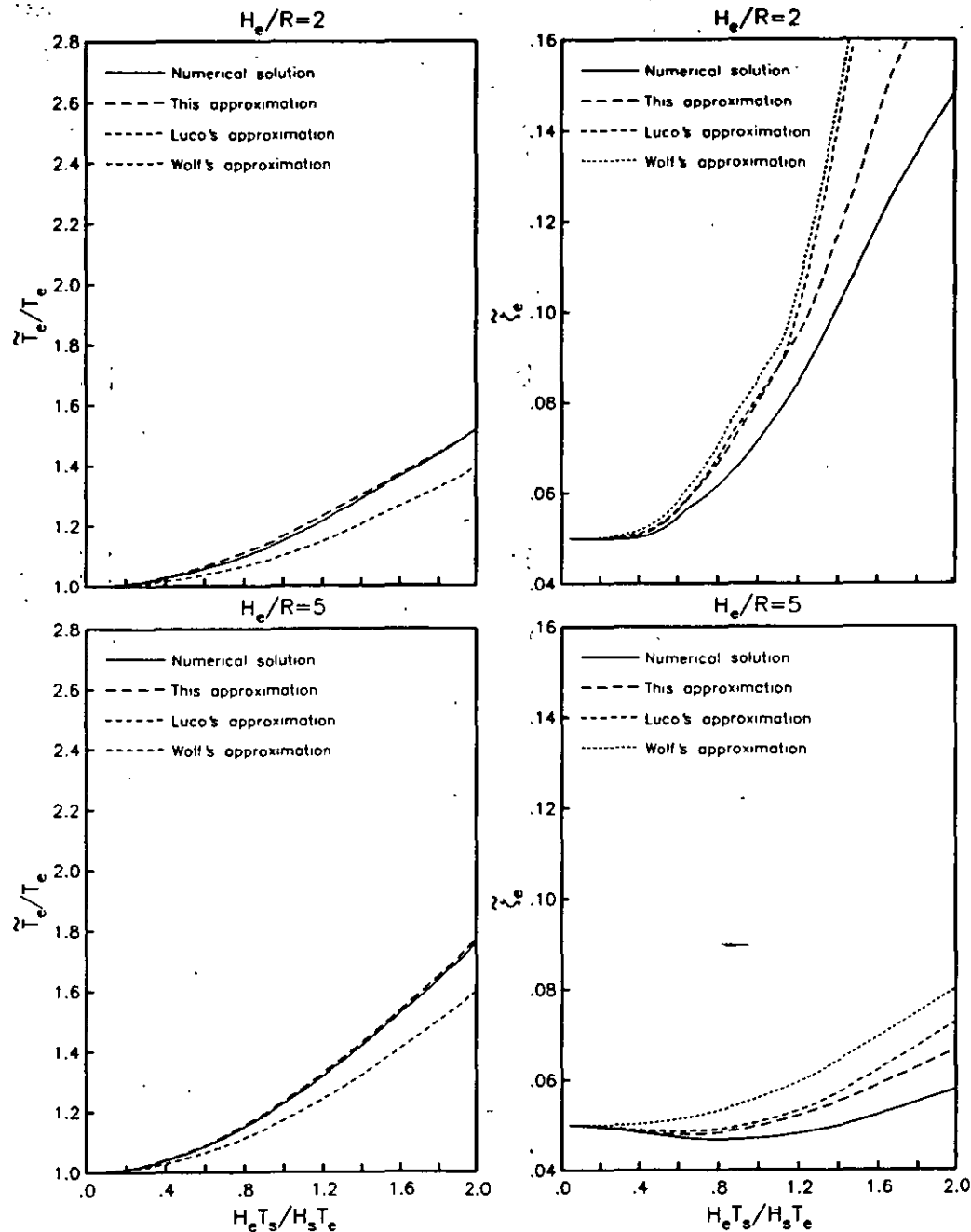


Fig. 11. Comparison of the present solution with other exact and approximate results. Effective periods and dampings of soil-structure systems for an embedded foundation with $D/R=1$ are shown inside of boxes corresponding to $H_e/R=2$ and 5; $\zeta_s = \zeta_r = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $H_s/R = 10$ and $E/D = 1$.

capacity of the foundation for shallow strata is lower than that for deep strata. The largest influence of the stratum depth on the system damping is for short and squat structures with deep foundation without sidewall.

Introducing permissible simplifications, an approximate solution for the effective period and damping of coupled systems was obtained, which is in general of higher accuracy than other approximations reported by several authors. This is particularly important for embedded footings, because the foundation depth representing a key interaction parameter is explicitly considered. It is also important for coupled systems where

the contribution of both structural and foundation damping is relatively high, since damping factors of second order are taken into account.

Finally, the influence of the foundation embedment and layer depth on the system period and system damping was evaluated by considering only the inertial interaction effects, since a harmonic motion with constant amplitude was used as support excitation. It would be worth improving the interaction model by accounting for the kinematic interaction effects, due to the differences between the foundation input motion and the surface free-field motion.

ACKNOWLEDGEMENTS

Thanks are given to F. J. Sánchez-Sesma for his valuable suggestions. We are in debt to the anonymous reviewers for their critical remarks and useful comments, which contributed to the clarity of this paper.

REFERENCES

1. Veletsos, A. S. & Meek, J. W. Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 1974, **3**, 121-38.
2. Bielak, J. Dynamic behavior of structures with embedded foundations. *Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 1975, **3**, 259-74.
3. Jennings, P. C. & Bielak, J. Dynamics of building-soil interaction. *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 1973, **63**, 9-48.
4. Luco, J. E. Linear soil-structure interaction. Report UCRL-15272, Lawrence Livermore National Laboratory, Livermore, California, 1980.
5. Luco, J. E. Soil-structure interaction and identification of structural models. *Proc. 2nd ASCE Speciality Conference in Civil Engineering and Nuclear Power*, Knoxville, Tennessee, Vol. II, Paper No. 10-1, 10.1-10.30, 1980.
6. Luco, J. E., Trifunac, M. D. & Wong, H. L. On the apparent change in dynamic behavior of a nine-story reinforced concrete building. *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 1987, **77**, 1961-83.
7. Wolf, J. P. *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1985.
8. Todorovska, M. I. & Trifunac, M. D. The system damping, the system frequency and the system response peak amplitudes during in-plane building-soil interaction. *Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 1992, **21**, 127-44.
9. Todorovska, M. I. Effects of the depth of the embedment on the system response during building-soil interaction. *Soil Dynam. Earthq. Engng*, 1992, **11**, 111-23.
10. Avilés, J. & Pérez-Rocha, L. E. Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo. *Bol. Cent. Invest. Sismica, México*, 1992, **2-1**, 22-81.
11. Tassoulas, J. L. & Kausel, E. Elements for the numerical analysis of wave motion in layered strata. *Int. J. Numer. Meth. Engng*, 1983, **19**, 1005-32.
12. Tassoulas, J. L. & Kausel, E. On the effect of the rigid sidewall on the dynamic stiffness of embedded circular footings. *Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 1983, **11**, 403-14.
13. Clough, R. W. & Penzien, J. *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, New York, 1975.
14. Avilés, J., Pérez-Rocha, L. E. & Aguilar, H. R. Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura. *Bol. Cent. Invest. Sismica, México*, 1992, **2-2**, 17-62.
15. Bielak, J. Modal analysis for building-soil interaction. *J. Engng Mech. Div., ASCE*, 1976, **102**, 771-86.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

ENCAMISADO DE COLUMNAS DE CONCRETO

**ING. OSCAR DE LA TORRE RANGEL
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

ENCAMISADO DE COLUMNAS DE CONCRETO

1. TIPOS DE ENCAMISADO

1a) *Con concreto armado*

Consiste en cubrir ó forrar todo el fuste de la columna existente, con concreto de igual ó mayor resistencia, armado con varillas longitudinales y transversales. (Figura 1)

1b) *Con acero laminado*

Consiste en cubrir o forrar, todo el fuste de la columna existente, con placas de acero laminado, dobladas y/ó soldadas, o bien una combinación de ángulos y placas soldadas entre sí. (Figura 2)

El espacio que se forma entre la superficie exterior de la columna existente y las piezas de acero laminado, debe ser relleno con concreto ó mortero de cemento-arena.

1c) *Con una combinación de acero laminado y concreto*

Consiste en cubrir ó forrar todo el fuste de la columna existente, con perfiles metálicos laminados que solo ocupan parte de la nueva sección transversal, complementada con concreto armado, que a su vez, sirve de empaque y contacto entre el concreto existente y las nuevas piezas metálicas. (Figura 3).

1d) *Con alambre o bandas envolventes*

Consiste en colocar manual o mecánicamente, alambres, varillas, ó placas flexibles, al rededor de la sección transversal existente. Estos nuevos elementos pueden ser adheridos o solo ajustados por tensión durante su colocación, generalmente en forma continua a modo de espiral o zuncho perimetral.

2. MOTIVOS PARA ENCAMISAR

- 2a)** Para asegurar un confinamiento transversal del concreto existente, por defecto de estribos.
- 2b)** Para incrementar la Ductilidad de la columna, especialmente en su zona de junta o conexión con otras piezas de la estructura. (Figura 4).
- 2c)** Para incorporar mayor acero de refuerzo longitudinal y aumentar el área de la sección transversal.
- 2d)** Como elemento de reparación local, por falla de la columna existente.
- 2e)** Para facilitar la conexión con elementos del refuerzo de trabes del marco o estructura común.

3. AJUSTE ENTRE CAMISA Y COLUMNA

3a) *Preparación de la superficie existente*

Ha quedado demostrado en diferentes países, y con varias investigaciones, que solo basta una acción de "picado ligero" ó eliminación de la superficie lisa del concreto existente, provocando una rugosidad sensible al tacto, para garantizar la unión entre el concreto viejo y el mortero o concreto nuevo.

No existe especificación del grado de rugosidad, aunque las referencias escritas y verbales señalan profundidad del picado, del orden de 1 mm á 2 mm, a modo de "martelinado ligero", y adicionalmente una limpieza y eliminación de polvo, pintura, y material suelto.

Ing. Oscar de la Torre Rangel

No es necesaria la aplicación de líquido o material adherente, pero si es recomendable el humedecimiento de la superficie del concreto existente, para evitar que este, le quite agua a la nueva mezcla.

3b) *Colado del concreto para la camisa*

El concreto que rodeará la sección transversal existente, debe colarse de preferencia en tramos no mayores de 2 mts de altura, a través de "ventanas" de colado, en la cimbra, o en la estructura existente. En esta acción de colado, deberá asegurarse que no quede aire atrapado, vibrando interna y externamente, golpeando la cimbra o forro metálico, y formando orificios de control, que permitan salida del aire y sirvan como testigos del llenado total.

El uso de aditivos fluidizantes ó expansivos no es indispensable y debe decidirlo el constructor dependiendo de su cimbrado, facilidad de colado y fluidez de su mezcla.

3c) *Mezclas y morteros para "empaquetado" y "ajuste"*

Las camisas metálicas que ocupan parte de la nueva sección transversal, como pueden ser ángulos laminados en las esquinas de secciones existentes, y que no dejan espacio suficiente para colado de concreto nuevo, requieren la colocación de mezclas de cemento-arena, generalmente con aditivos fluidizantes, que garanticen el ajuste ó empaque.

La colocación de esta mezcla fluida es laboriosa, requiere de personal capacitado, con pruebas previas en la propia obra, y colocación previa de material de "calafateo" en los bordes del perfil metálico, que evite la pérdida de la mezcla antes de su fraguado.

Ing. Oscar de la Torre Rangel

4. CRITERIOS PARA ANALISIS Y DISEÑO

4a) *Análisis*

Si el nuevo concreto, las nuevas piezas de acero laminado, así como el nuevo acero de refuerzo, se logran incorporar en toda la longitud del fuste de la columna existente, se tendrá un nuevo elemento con sección transversal ampliada.

Al presentarse acciones sísmicas, se inducirán flexiones y cargas axiales, que las resistirá la sección nueva, modificada, con toda su inercia actuando, para efecto de rigidez del marco al que pertenece.

Las deformaciones axiales, y las consecuencias de desplomes y excentricidades que tenga la columna existente, se verán reducidas ó anuladas por la presencia del encamisado, al actuar cargas vivas y cargas sísmicas.

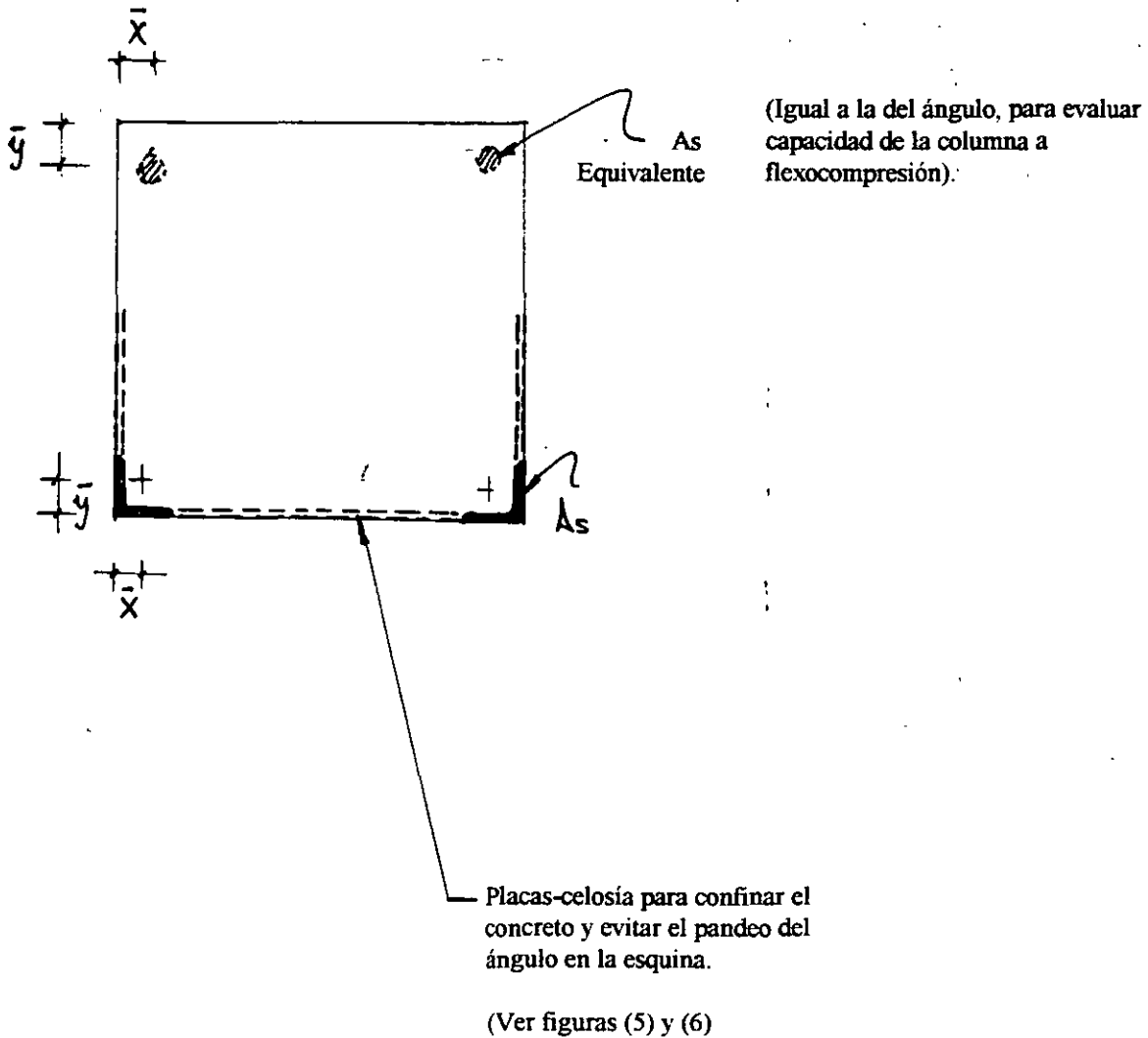
4b) *Diseño*

Un criterio de diseño consiste en ignorar el acero de refuerzo de la columna existente, para las nuevas acciones sísmicas, aceptando valor de f_c del nuevo concreto, para toda la sección.

Dentro de este criterio, resulta conservador suponer que la carga axial permanente, ha sido tomada por la sección existente, durante su vida útil, provocando los esfuerzos y deformaciones correspondientes, por lo que no deberá sumarse a los elementos mecánicos debidos a sismo, a menos que la columna existente hubiera sido dañada.

5. NECESIDAD DE INVESTIGACION Y NORMATIVIDAD

Ing. Oscar de la Torre Rangel

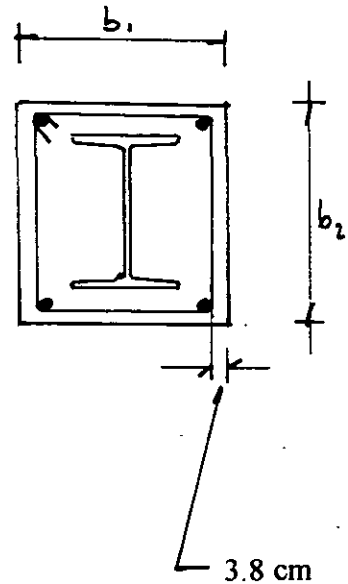


ESPECIFICACIONES (AISC)

- A. Las especificaciones LRFD (AISC) no proporcionan requisitos detallados para la separación entre barras de refuerzo, por lo que es aconsejable referirse a las recomendaciones del ACI.
- B. Para que se puedan usar las especificaciones LRFD, $p \geq 4\%$.

Ing. Oscar de la Torre Rangel

- C. Si se usa perfil de acero ahogado en concreto, deberán usarse varillas longitudinales, continuas a través de los pisos.



$$S = \text{Sep de estribos} \leq \frac{2}{3}b \text{ mín.}$$

$$as (\text{estribos}) \geq 0.0452 \left(\frac{S}{2.54} \right)$$

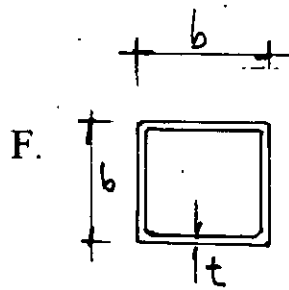
3.8 cm
Recubrimiento mínimo

- D. $f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$ (concreto normal)
 $f'_c \geq 300 \text{ kg/cm}^2$ (concreto ligero)

- E. $f_y \leq 4000 \text{ kg/cm}^2$ (para el acero corrugado - varillas)

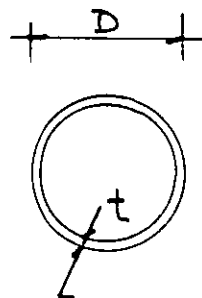
$$\epsilon \leq 0.0018 \text{ (para asegurar que no hay desconchamientos en el concreto).}$$

Ing. Oscar de la Torre Rangel



$$t \geq b \sqrt{\frac{\sigma_y}{3E}}$$

$$t \geq b (0.02)$$

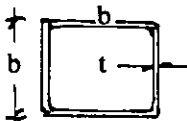
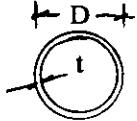


$$t \geq D \sqrt{\frac{\sigma_y}{8E}}$$

$$t \geq D (0.0123)$$

Para evitar pandeo antes de fluir.

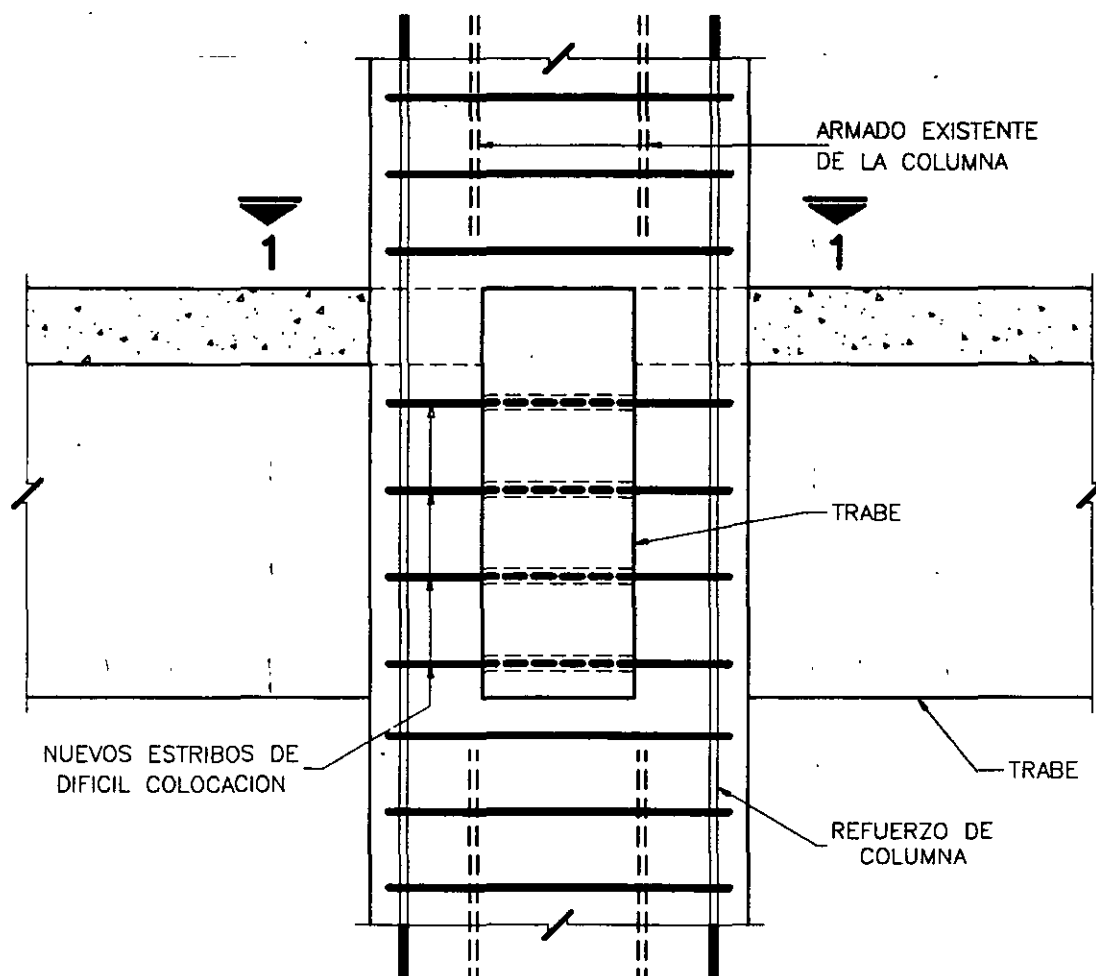
Para acero (A36) $\sigma_y = 2530$
ver tabla siguiente

(b) ó (D) cm	t mín (cm)	
		
10 cm	0.20 cm	0.12 cm
20 cm	0.40 cm	0.25 cm
25 cm	0.50 cm	0.30 cm
30 cm	0.60 cm (1/4")	0.34 cm
40 cm	0.80 cm (5/16")	0.49 cm
50 cm	1.0 cm (3/8")	0.61 cm (1/4")
60 cm	1.20 cm (1/2")	0.74 cm

- G. Cuando la columna compuesta tiene más de un perfil de acero, estos deben de conectarse con barras o placas de unión, para evitar el pandeo de los perfiles individuales antes de que el concreto endurezca. Después de que el concreto ha endurecido, se supone que todas las partes de la columna, trabajan como una unidad para resistir la carga.

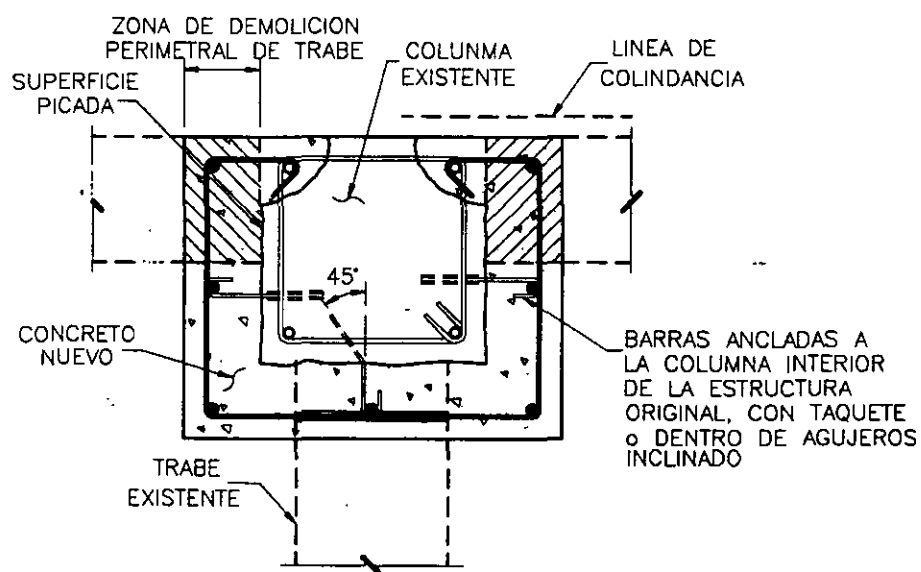
BIBLIOGRAFIA

- D. Belford. Composite Steel Concrete Building Frame. Civil Engineering. (Nueva York: ASCE Julio 1972).
- L.G. Griffis Design of Encased W-Shape Composite Columns Memorias de la conferencia de construcción en acero 1988 (AISC) Chicago.
- A.C.I.-ASCE. Committee 352. Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures. (1976). (ACI352R-76) Reaffirmed 1981. 19pp.
- Aguilar, J., et al., (Feb 1989). México Earthquake of September 19, 1985. Statistic of Damage and of Retrofitting-Techniques in Reinforced Concrete Buildings Affected by the 1985 Earthquake. Earthquake Spectra V. 5, NO-1, pp. 145-151.
- Alcocer, S.M. and Jirsa, O.J. (1993). Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing. A.C.I. Structural Journal. Vol.90, NO.3, May-June. 249-261.
- Hirosawa, M. (1990/91). Current Japanese Systems on Seismic Capacity Evaluation and Retrofit Techniques for Existing Buildings and Post-Earthquake Damage Inspection and Restauration Techniques. IISEE Lecture Note Tsukuba, Japan pp.69-139.
- Jara, M. et al (Feb. 1989). México Earthquake of September 19,1985. Typical cases of Repair and Strenghtening of Concrete Buildings. Earthquake Spectra V. 5, NO-1, pp. 175-193.
- Rodríguez, M. and Park, R. (1994). Seismic Load Test on Reinforced Concrete Columns Strengthened. by Jacketing. A.C.I. Structural Journal. Vol. 91, NO 2, March-April pp 150-159.
- Valluvan, R., et al (1993). Strenghtening of Column Splices for Seismic Retrofit of Nonductile Reinforced Concrete Frames. A.C.I. Structural Journal. VOL. 90, NO. 4, July-August. 432-40.



REFUERZO DE COLUMNA (ELEVACION)

AGREGANDO ARMADO EXTERIOR Y AUMENTANDO SECCION DE CONCRETO



REFUERZO PARA COLUMNA (COLINDANCIA)

C O R T E 1 - 1

FIGURA 1

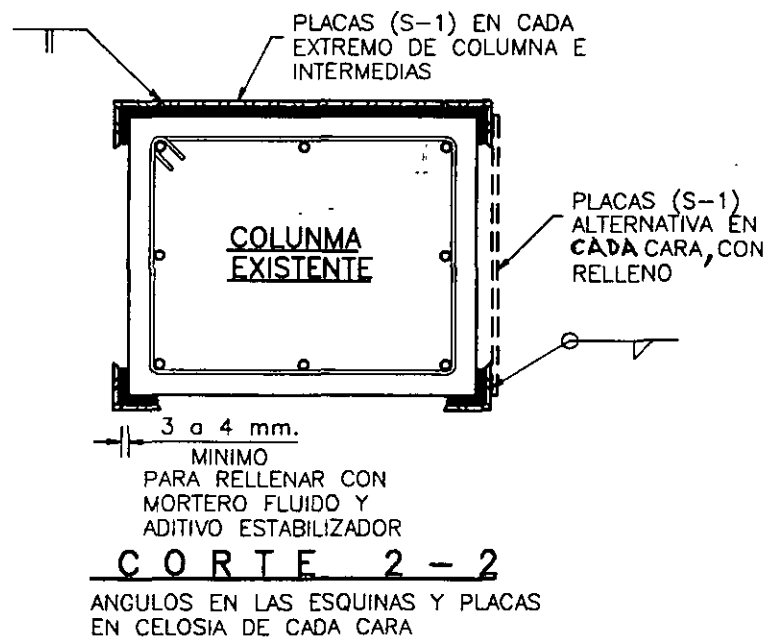
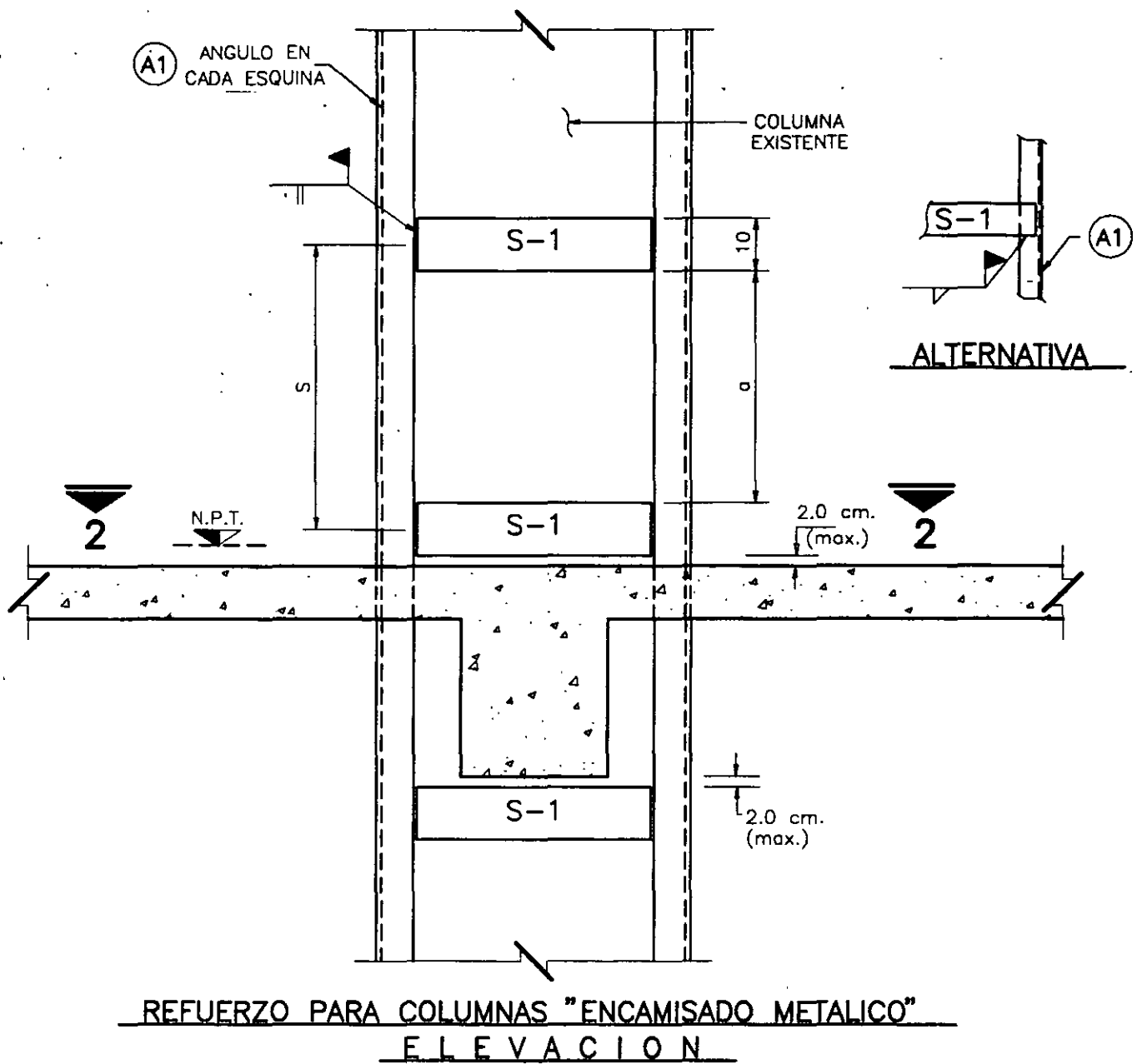
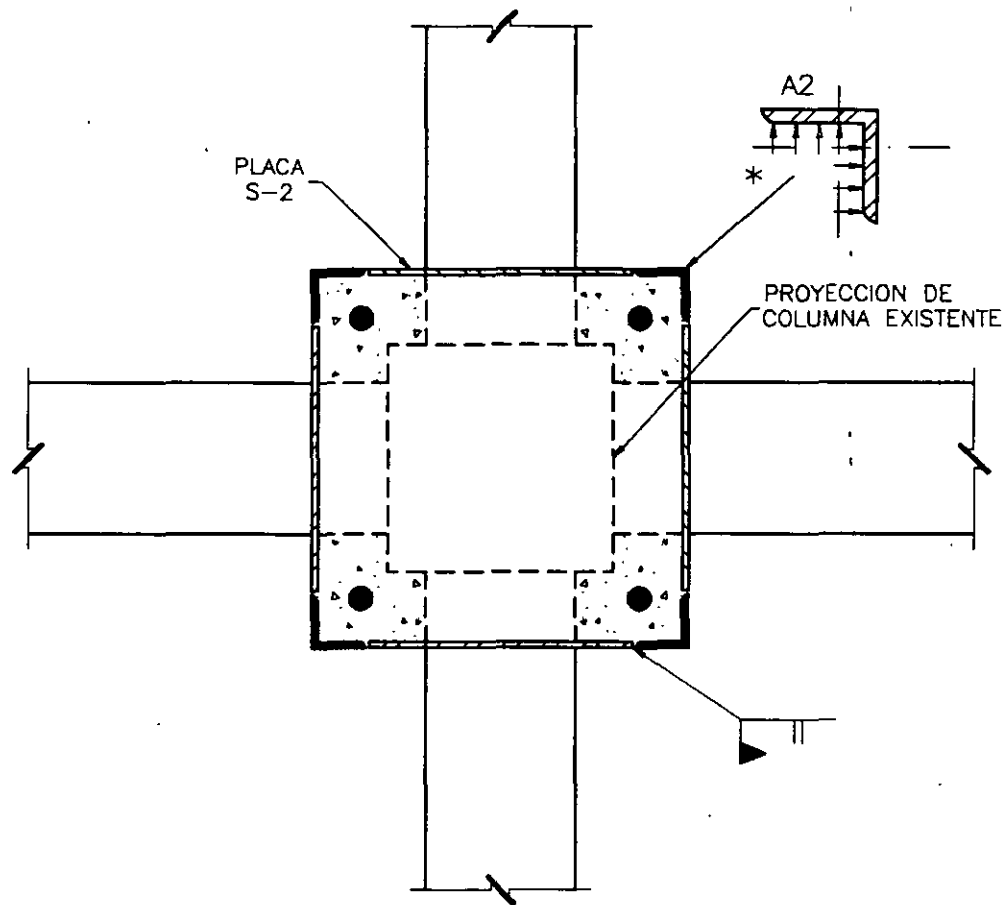


FIGURA 2

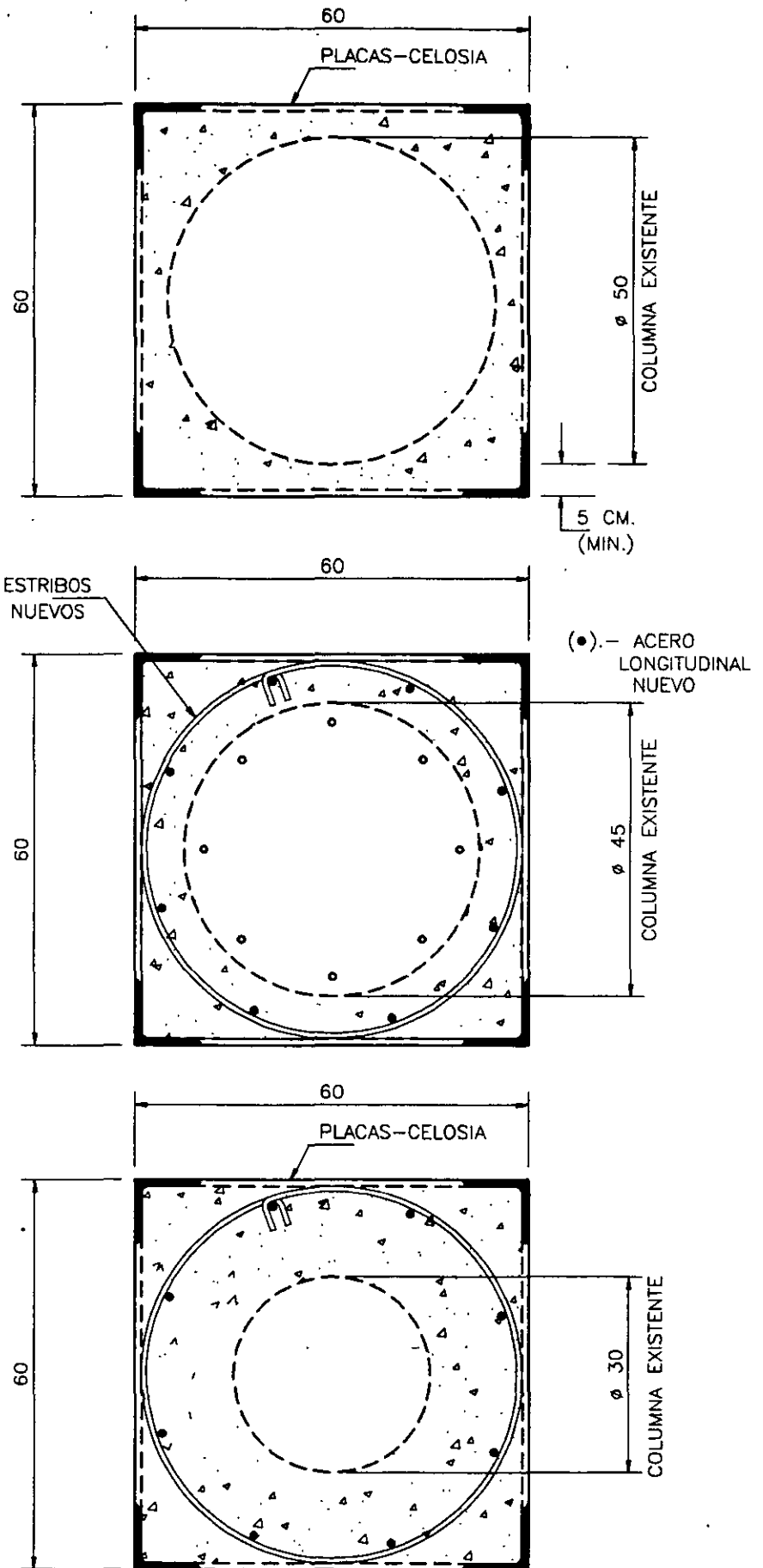


LA FUERZA DE CONFINAMIENTO QUE TEORICAMENTE PROPORCIONAN
LOS ESTRIBOS ELIMINADOS, PROVOCA FLEXION EN CADA ANGULO (A2)

REFUERZO DE COLUMNA P L A N T A

CONFINAMIENTO TRANSVERSAL CON 4 ANGULOS
Y 8 PLACAS EN LA ZONA DEL NUDO CON TRABES

FIGURA 4



$$\begin{array}{l}
 4 \text{ L's. } 4" \times 4" \times 3/8" (18.45) = 73.8 \\
 8 \text{ } \phi 1/2" \bullet \quad \quad \quad \frac{9.6}{83.4} \\
 p = \frac{83.40}{(60)^2} = 0.023 < 0.04
 \end{array}$$

FIGURA 5

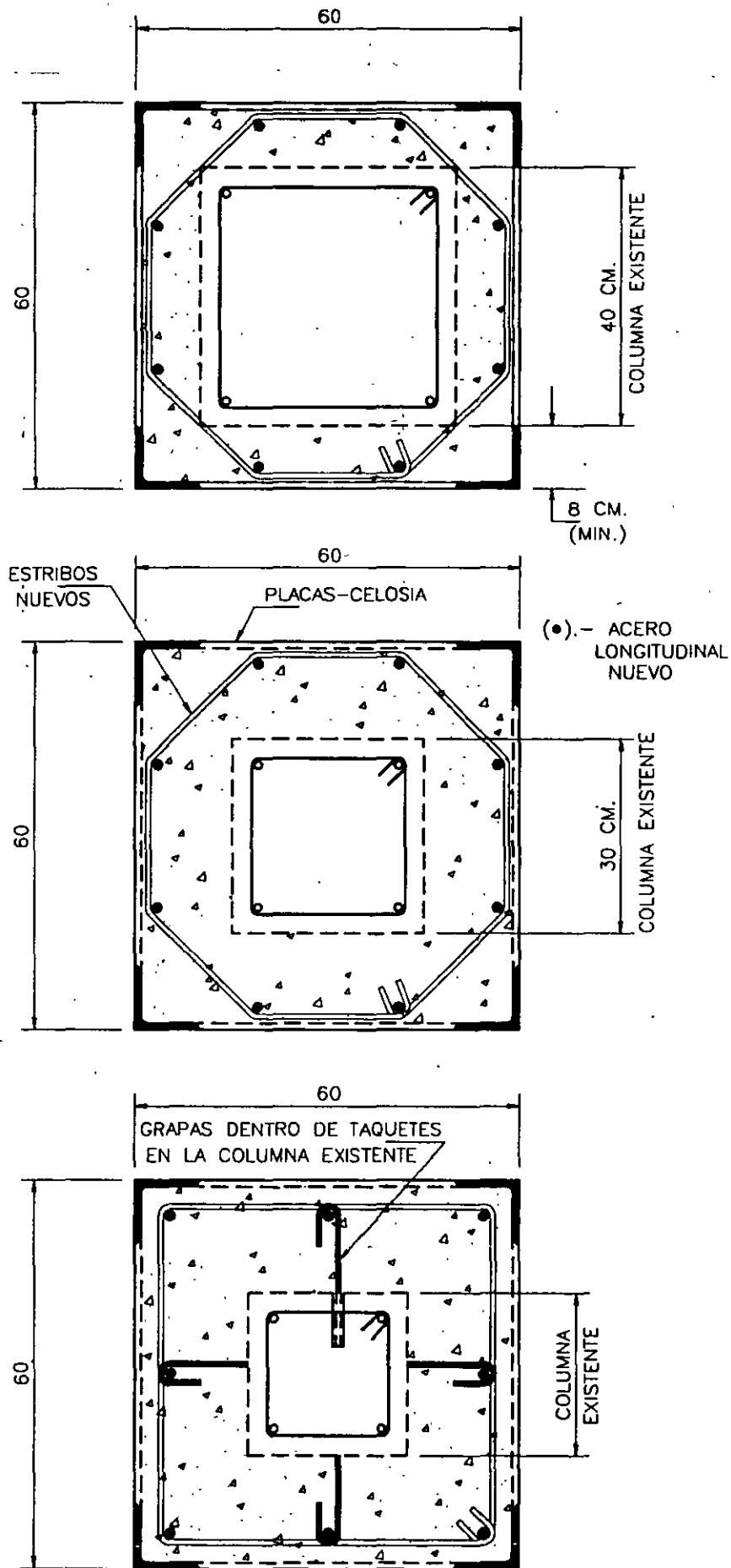


FIGURA 6



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

**EFFECTOS DE SITIO E INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA PARA FINES
DE REGLAMENTACIÓN SÍSMICA**

**DR. LUIS EDUARDO PÉREZ ROCHA
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

EFFECTOS DE SITIO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA PARA FINES DE REGLAMENTACION SISMICA

J. Avilés¹ y L. E. Pérez-Rocha²

¹*Instituto de Investigaciones Eléctricas, Apdo. 1-475, Cuernavaca 62001, México*

²*Centro de Investigación Sísmica, FJBS, Carretera al Ajusco 203, Héroes de Padierna 14200, México*

RESUMEN

Se presenta una revisión de los criterios adoptados en reglamentos sísmicos para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura. Se hace referencia a los dos códigos sísmicos más importantes del país: las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTCDS-DF) y el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDS-CFE). Este último no tiene el carácter de reglamento, pero en la práctica funciona como una guía normativa de gran utilidad, no sólo para la determinación de riesgo sísmico en el territorio nacional, sino también para la definición de criterios de diseño sísmico para estructuras convencionales e industriales. Asimismo, se comentan los modelos simplificados en que se han basado los estudios que han llevado a la estipulación de tales criterios. No todos los efectos de sitio e interacción suelo-estructura se consideran explícitamente en las recomendaciones sísmicas vigentes. Los efectos ignorados se discuten aunque sea de forma somera, a fin de que en la práctica se tengan presentes las limitaciones reglamentarias que derivan del estado actual del conocimiento.

INTRODUCCION

El problema de las condiciones de sitio y la interacción dinámica entre el suelo y la estructura ha adquirido relevancia en los últimos años como resultado, principalmente, de los efectos producidos en las estructuras de la ciudad de México por los sismos de septiembre de 1985. Con base en la importancia de los fenómenos observados, se decidió entonces que los efectos de sitio e interacción suelo-estructura más importantes se tengan en cuenta explícitamente en el diseño sísmico de estructuras desplantadas en sitios de suelo blando (Rosenblueth y Reséndiz, 1988; Rosenblueth y Gómez, 1991).

Debido a efectos locales, en formaciones de suelo blando las ondas sísmicas sufren importantes modificaciones con respecto a sus características en sitios de terreno firme (Sánchez-Sesma, 1987). Las interfases entre estratos y las fronteras laterales

producen un fenómeno de difracción múltiple que genera amplificaciones y atenuaciones en el movimiento del suelo. La importancia práctica de los efectos de sitio radica en que de ellos depende la caracterización del terreno de cimentación para fines de microzonificación sísmica, la cual es fundamental en la reglamentación sísmica.

La presencia de irregularidades laterales puede tener efectos muy significativos en la respuesta del sitio. Sin embargo, es común que las estimaciones de los efectos de sitio se basen en resultados obtenidos de modelos unidimensionales que no toman en cuenta la influencia de estas irregularidades. Aunque se sabe que los efectos de irregularidades laterales crecen con la cercanía del sitio a los bordes y decrecen con el amortiguamiento material del suelo, aún no existen criterios prácticos para estimar estos efectos en la respuesta del sitio.

Las NTCDS-DF y el MDS-CFE consideran los efectos de sitio por la vía de la microzonificación sísmica y el espectro de diseño. Para la clasificación del terreno de cimentación ante la ausencia de una microrregionalización, en el MDS-CFE se recurre al uso de una carta de microzonificación en función del periodo dominante y la velocidad efectiva del sitio. La dependencia de las ordenadas espectrales máximas en cada sitio con su periodo de vibración más largo sólo se considera en las NTCDS-DF, gracias a la valiosa información recabada a través del monitoreo sísmico de la ciudad de México.

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

El problema de interacción suelo-estructura se puede descomponer en una parte inercial y otra cinemática (Kausel y col, 1978). El alargamiento del periodo fundamental de vibración, el incremento o la reducción del amortiguamiento y la modificación de la ductilidad de la estructura, con respecto a los valores que tendría en su condición de base rígida, son producidos por la interacción inercial, debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema acoplado. Por su parte, la interacción cinemática reduce la traslación de la cimentación e induce torsión y cabeceo en ella, a la vez que filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación, debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación.

Usualmente, es conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre y cuando los efectos de sitio sean considerados en la determinación del movimiento sísmico en la superficie del terreno, el cual se toma como la excitación efectiva en la base de la cimentación. Aunque esta excitación no tiene componentes de rotación,

generalmente es más desfavorable que el movimiento efectivo que se obtiene de un análisis de interacción cinemática.

Como se sabe, el periodo fundamental de la estructura interactuando con el suelo siempre se incrementa, porque el sistema acoplado tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura supuesta con base rígida (Jennings y Bielak, 1973; Veletsos y Meek, 1974). También se sabe que el amortiguamiento del sistema acoplado generalmente se incrementa, porque existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material (comportamiento histerético) y geométrico (radiación de ondas) del suelo (Jennings y Bielak, 1973; Veletsos y Meek, 1974). Como la interacción suelo-estructura reduce la efectividad del amortiguamiento estructural, es posible que el amortiguamiento efectivo del sistema acoplado sea menor que el amortiguamiento de la estructura con base rígida, a menos que esta reducción sea compensada por el incremento debido al amortiguamiento del suelo.

Aún no se han desarrollado expresiones para evaluar el incremento o la reducción en las demandas de ductilidad de sistemas suelo-estructura con respecto a los valores correspondientes de la estructura supuesta con base rígida. En consecuencia, actualmente no es posible determinar sencillamente la resistencia de fluencia de un sistema acoplado que, ante una excitación dada, se requiere para limitar la demanda de ductilidad a una ductilidad disponible especificada. Solamente se ha sugerido que la ductilidad del sistema acoplado se reduce, según se infiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico, cuya ductilidad es función decreciente del alargamiento del periodo por interacción (Rosenblueth y Reséndiz, 1988).

Las modificaciones por interacción del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden conducir a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad. Usualmente, los criterios de diseño adoptados en códigos sísmicos consideran los efectos de interacción sólo en el periodo y amortiguamiento. A pesar de que se pueden introducir errores del lado de la inseguridad, los efectos de interacción en la ductilidad suelen despreciarse puesto que no se conocen con certidumbre las implicaciones que tienen en la respuesta estructural.

Las recomendaciones sísmicas actuales para tener en cuenta los efectos de interacción son todavía muy limitadas. En las NTCDS-DF se considera la influencia de la interacción inercial sólo en el periodo fundamental, mientras que en el MDS-CFE se hace tanto en el periodo como en el amortiguamiento del modo fundamental. Sin embargo, en ninguna de las dos normas se especifican criterios para incluir los

efectos inerciales en la ductilidad estructural, ni para introducir la influencia de la interacción cinemática en el movimiento de la cimentación.

MODELO PARA EFECTOS DE SITIO E INTERACCION

En la respuesta sísmica de estructuras intervienen varios factores que tienen que ver con la fuente, el trayecto, el sitio y la estructura misma. Con objeto de simplificar el cálculo de dicha respuesta se acostumbra adoptar como excitación de diseño un temblor característico definido en condiciones de terreno firme, de suerte que los efectos de fuente y trayecto se consideren implícitamente. De esta forma sólo faltaría tomar en cuenta los efectos de sitio e interacción suelo-estructura en la determinación de la respuesta estructural. Para llevar a cabo esto último se utiliza un modelo simplificado como el que se muestra en la fig 1 (Rosenblueth y Reséndiz, 1988), formado por un estrato equivalente y un oscilador elemental en representación del subsuelo del sitio y el modo fundamental de la estructura, respectivamente.

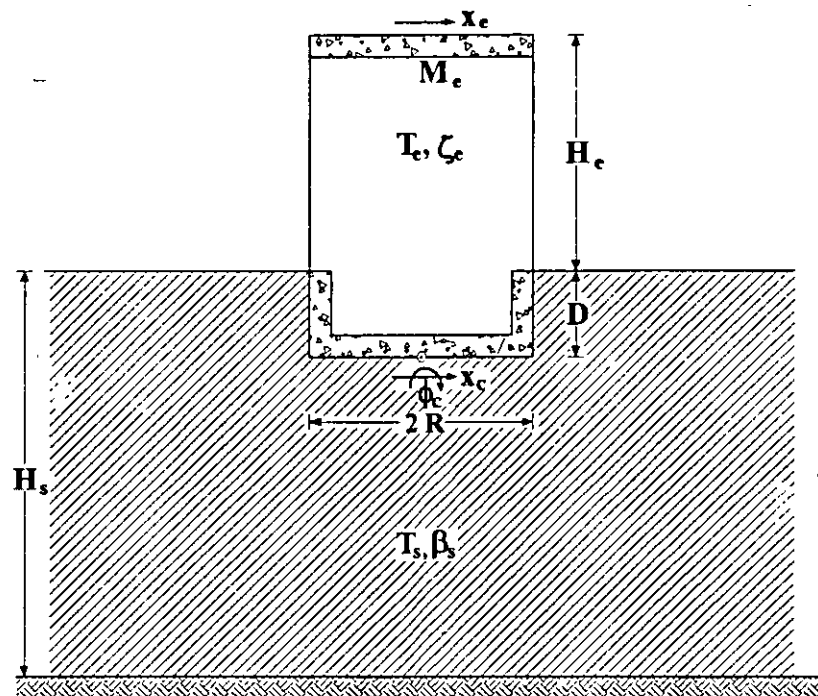


Figura 1. Modelo para considerar efectos de sitio e interacción suelo-estructura.

En este modelo los grados de libertad del conjunto son la deformación de la estructura, X_e , el desplazamiento relativo de la cimentación, X_c , y la rotación del

cimiento, Φ_c . Además, D es la profundidad de desplante de la cimentación, T_s y ζ_s son el periodo y la relación de amortiguamiento del modo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable, respectivamente, mientras que M_e y H_e son la masa y altura efectivas de la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental, respectivamente, las cuales se definen como (Jennings y Bielak, 1973):

$$M_e = \frac{\left(\sum_n m_n x_n \right)^2}{\sum_n m_n x_n^2} \quad (1)$$

$$H_e = \frac{\sum_n m_n x_n h_n}{\sum_n m_n x_n} \quad (2)$$

donde x_n es el desplazamiento modal del n-ésimo nivel localizado a la altura h_n sobre el desplante y m_n es la masa de dicho nivel; las sumatorias se extienden sobre todos los pisos. Asimismo, T_s y β_s son el periodo dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación del sitio, respectivamente, los cuales se relacionan con la profundidad H_s del estrato de suelo mediante (Newmark y Rosenblueth, 1971)

$$T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} \quad (3)$$

La velocidad efectiva del sitio puede aproximarse mediante el promedio de las lentitudes del perfil estratigráfico, de acuerdo con

$$\beta_s = \frac{H_s}{\sum_n \frac{h_n}{\beta_n}} \quad (4)$$

donde β_n y h_n son la velocidad de cortante y el espesor del n-ésimo estrato; la sumatoria se extiende sobre todos los estratos.

REPRESENTACION DE EFECTOS DE SITIO

A nivel de reglamento de construcciones los efectos de sitio se tienen en cuenta mediante la microzonificación sísmica y el espectro de diseño. La microzonificación consiste grosso modo en agrupar los suelos en función de los valores esperados de ordenadas espectrales máximas y en asignar a cada grupo su espectro de diseño. La

respuesta espectral de sitio depende de varios factores que caracterizan la geología superficial del lugar. Sin embargo, para fines prácticos puede suponerse que dicha respuesta se relaciona sólo con dos parámetros que conservan las características más relevantes de la formación de suelo, como son el periodo dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación del sitio. En lo que sigue se examina el criterio especificado en las NTCDS-DF para considerar el periodo dominante del sitio en la determinación del espectro de diseño.

Contornos de Respuesta Espectral

En las NTCDS-DF se pretende reconocer la dependencia de los espectros de respuesta con respecto al periodo dominante del sitio. Para ilustrar esto es conveniente representar los efectos de sitio mediante curvas de isoaceleración espectral referidas a dos ejes ortogonales correspondientes a los periodos naturales de vibración de la estructura y el sitio. A estas curvas de respuestas máximas de un oscilador elemental sobre un manto simple, en función del periodo natural de la estructura y el periodo dominante del sitio, se les ha definido como contornos de respuesta espectral. El procedimiento de cálculo para la determinación de estos contornos se lleva a cabo como se indica a continuación.

Excitación.- Se postula como movimiento de control un temblor característico especificado en el afloramiento de la roca basal, para el que se calcula su espectro de aceleraciones de Fourier dado por (Clough y Penzien, 1975)

$$F_c(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \ddot{X}_c(t) e^{-i\omega t} dt \quad (5)$$

donde $\ddot{X}_c$ representa el movimiento de control y ω expresa la frecuencia de excitación.

Sitio.- Se obtiene la función de transferencia del estrato equivalente ante la incidencia vertical de ondas de cortante, mediante (Newmark y Rosenblueth, 1971)

$$Q_s(\omega) = \frac{1}{\cos(k_s H_s) + i p \sin(k_s H_s)} \quad (6)$$

en donde

$$p = \frac{\rho_s \beta_s}{\rho_o \beta_o} \quad (7)$$

es la relación de impedancias entre el estrato y la roca basal y $k_s = \omega/\beta_s$ es el número de onda de cortante del estrato; $\rho_{o,s}$ y $\beta_{o,s}$ son la densidad y velocidad de corte del suelo, respectivamente, ya sea del estrato (subíndice s) o la roca basal (subíndice o). La base del estrato se considera flexible para tener en cuenta la presencia del amortiguamiento geométrico, producto de la irradiación de ondas hacia la roca basal; el amortiguamiento material de tipo histerético se introduce reemplazando $\beta_{o,s}$ por $\beta_{o,s}(1 + i\zeta_{o,s})$, siendo $\zeta_{o,s}$ el amortiguamiento del suelo.

Estructura. - Se determina la función de transferencia del oscilador elemental sujeto a excitación en su base, como (Clough y Penzien, 1975)

$$Q_s(\omega) = \left(\frac{\omega^2}{\omega_s^2} - 1 - i2\zeta_s \frac{\omega}{\omega_s} \right)^{-1} \quad (8)$$

donde $\omega_s = 2\pi/T_s$ es la frecuencia natural de la estructura.

Contornos de respuesta. - Conocidos el espectro de aceleraciones de Fourier de la excitación así como las funciones de transferencia del sitio y la estructura, se obtiene el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta estructural, por medio de

$$|F_s(\omega)| = |F_c(\omega)| |Q_s(\omega)| |Q_e(\omega)| \quad (9)$$

Con base en este espectro y la duración del movimiento en el sitio de interés, estimada como

$$D_s = D_o + \frac{0.2T_s}{\zeta_s} \quad (10)$$

donde D_o es la duración del movimiento en roca basal, se calculan los valores esperados de las respuestas máximas mediante la teoría de vibraciones casuales (Boore, 1983; Boore y Joyner, 1984), para cualquier configuración de sitio y estructura definida por los periodos naturales de vibración T_s y T_o . Las aceleraciones espectrales obtenidas de esta manera representan las cotas de los contornos de respuesta.

Es conocido que los periodos dominantes en sitios del valle de México alcanzan valores hasta de cinco segundos. Similarmente, las estructuras ahí desplantadas pueden llegar a tener periodos fundamentales del mismo orden. Esta situación sugiere que los análisis de la respuesta sísmica espectral cubran el intervalo de periodos de vibración, tanto de la estructura como del sitio, comprendido entre 0 y 5 s. Para propósitos de cálculo se adoptaron los valores convencionales $p = 0.1$,

$\zeta_o = 0.03$, $\zeta_s = \zeta_r = 0.05$ y $\nu_s = 0.5$. Asimismo, la excitación considerada en terreno firme corresponde al componente EW del temblor del 19 de septiembre de 1985 (19/IX/85) registrado en la estación CU, cuya duración estimada de la etapa intensa es de 40 s.

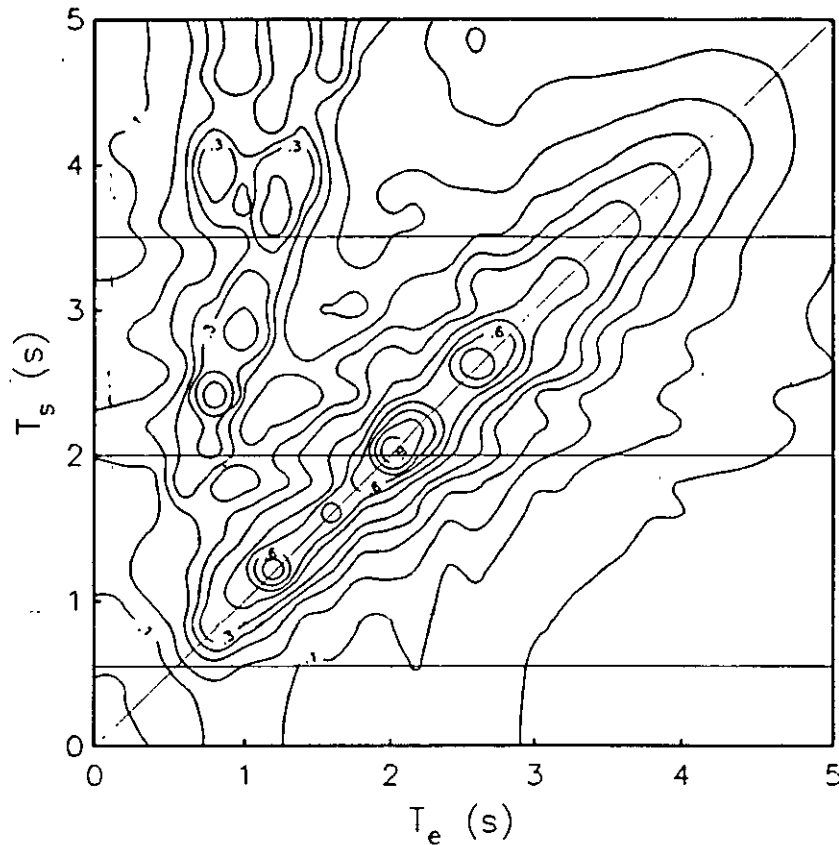


Figura 2. Contornos de respuesta espectral para el temblor del 19 de septiembre de 1985.

En la fig 2 se ilustra la forma típica de los contornos de respuesta espectral. En ellos se observa que las respuestas resonantes asociadas al modo fundamental del sitio se registran a lo largo de una línea imaginaria con pendiente uno, es decir, cuando el periodo natural de la estructura coincide con el periodo dominante del sitio; las respuestas resonantes asociadas a modos superiores del sitio se registran sobre rectas con pendientes tres y cinco. Los contornos espectrales revelan el escenario general de la respuesta sísmica espectral y son de gran utilidad para identificar los sitios donde se presentarían las mayores respuestas espectrales ante un temblor característico postulado en terreno firme; en este caso, tales sitios resultan ser los que tienen periodos dominantes de $T_s = 2$ s. Si se realizan cortes en $T_s = 0.55, 2$ y 3.5 s pueden inferirse los espectros de respuesta que se esperarían en los sitios VIV, SCT

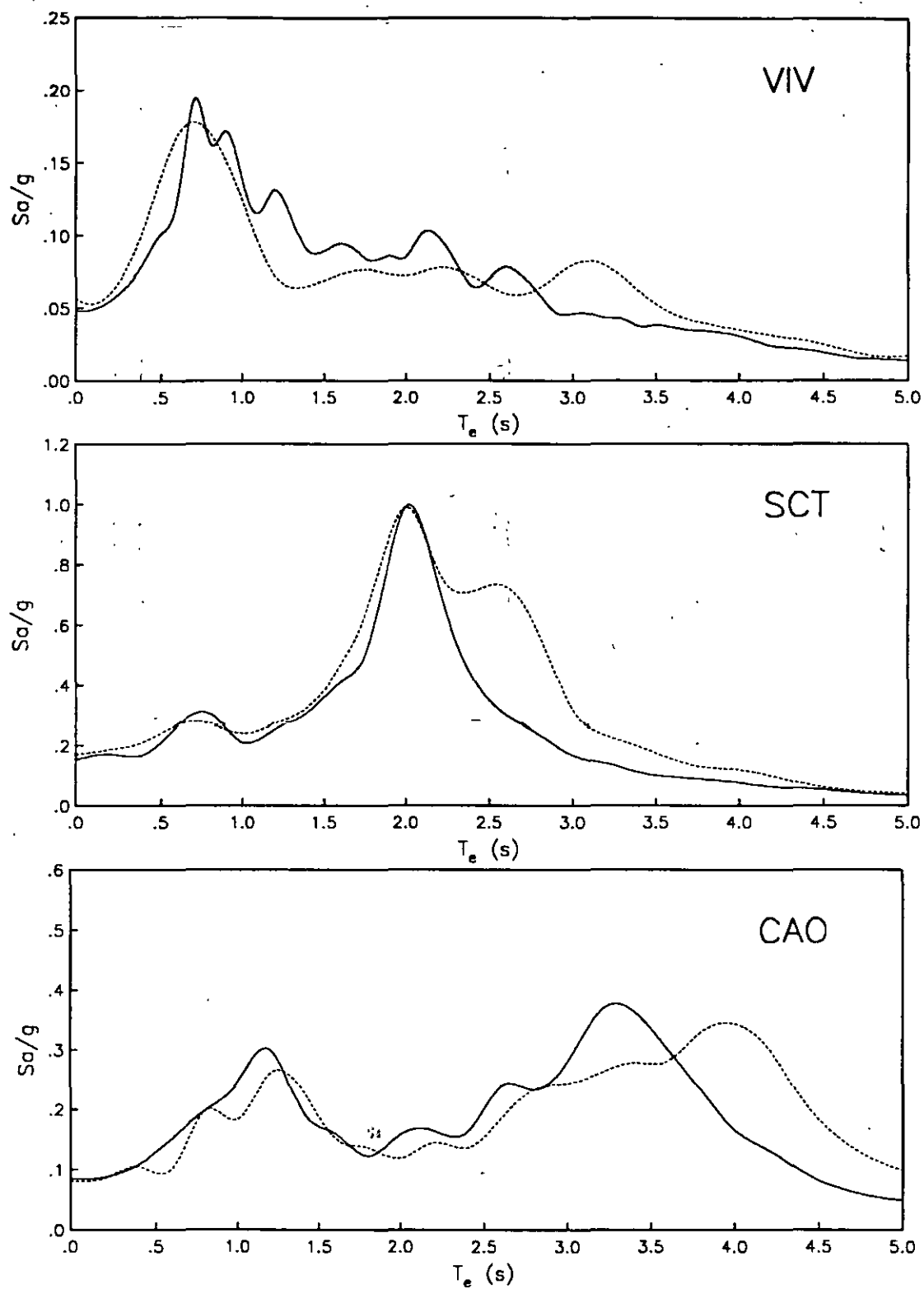


Figura 3. Espectros de respuesta obtenidos de los contornos espectrales (línea continua) y calculados in situ (línea punteada) para los sitios VIV, SCT y CAO.

y CAO, respectivamente, los cuales son una buena aproximación de aquéllos que se obtienen con las excitaciones registradas en esas estaciones, como se muestra en la fig 3. A partir de los contornos de respuesta se puede deducir la forma en que varían las ordenadas espectrales máximas con el periodo dominante del sitio; en la fig 4 se exhibe la curva que se obtiene al hacer un corte a lo largo de la recta con pendiente uno en el plano de periodos sitio-estructura.

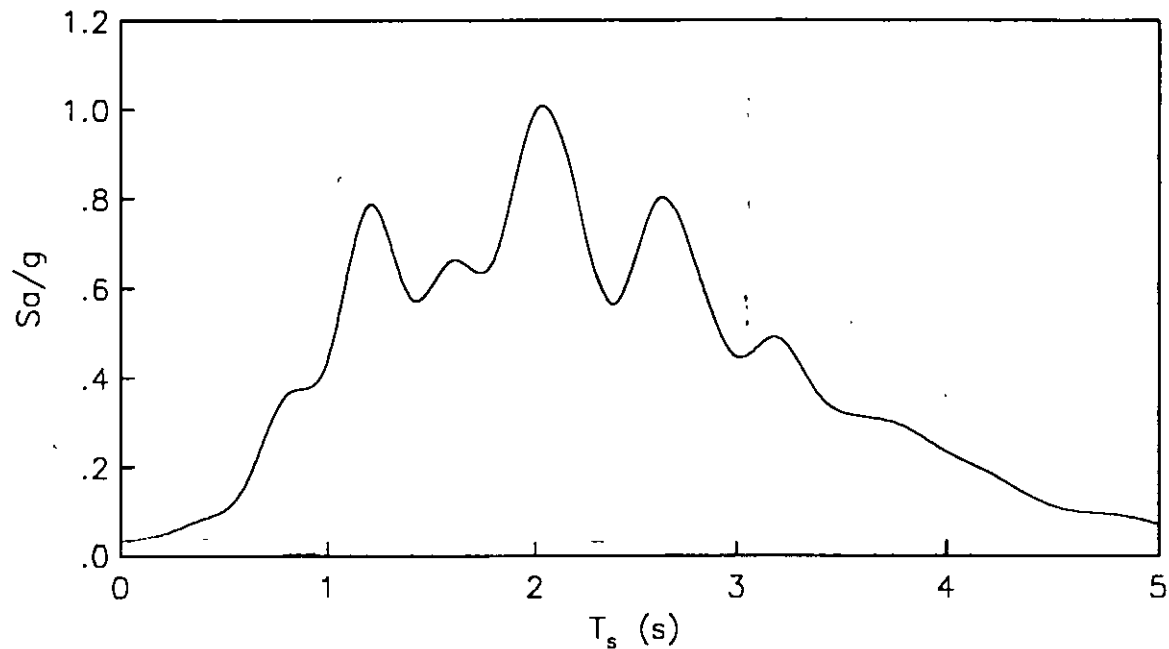


Figura 4. Variación de las ordenadas espectrales máximas con el periodo dominante del sitio.

Espectros de Diseño

Es la primera vez que en los reglamentos mexicanos se considera la reducción de las ordenadas espectrales de diseño en función del periodo dominante del sitio. La variación de las máximas ordenadas espectrales en cada sitio con su periodo de vibración más largo presenta reducciones significativas para periodos cortos y largos con respecto al periodo característico de $T_s = 2$ s. Por su carácter innovador, las disposiciones reglamentarias correspondientes se basaron en modelos simplificados que condujeron a recomendaciones particularmente sencillas, las cuales son aplicables solamente a las zonas II y III.

Las NTCDS-DF especifican espectros de diseño para cada una de las zonas geotécnicas en que se divide el valle de México. En la tabla 1 se indican los parámetros que se requieren para la construcción de dichos espectros. Las ordenadas

espectrales de aceleración, como fracción de la gravedad, se obtienen usando las siguientes relaciones:

$$a = \frac{1+3 T_e/T_a}{4} c; \quad \text{si } T_e < T_a \quad (11)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a < T_e < T_b \quad (12)$$

$$a = \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r c; \quad \text{si } T_e > T_b \quad (13)$$

donde T_e es el periodo natural de vibración de la estructura, c es el coeficiente sísmico, T_a y T_b son los periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño y r es el exponente que asigna la forma en que decrece su parte curva.

Tabla 1. Parámetros del espectro de diseño para estructuras del grupo B

Zona	T_a (s)	T_b (s)	r	c
I	0.2	0.6	1/2	0.16
II	0.3	1.5	2/3	0.32
III	0.6	3.9	1	0.40

Si se conoce el periodo de vibración más largo del sitio, el valor del coeficiente sísmico puede ser menor que el que se requeriría de no aplicarse el Apéndice A4 de las NTCDS-DF. La reducción estipulada para el coeficiente sísmico en función del periodo dominante del sitio está dada por

$$c = \frac{1.6 T_s}{4 + T_s^2} \quad (14)$$

Esta expresión es de carácter empírico; para su calibración se utilizó el espectro de respuesta en el sitio SCT para el temblor del 19/IX/85. Con ella no se obtienen reducciones del coeficiente sísmico para $T_s = 2$ s, ya que en esos sitios es donde se han registrado las máximas aceleraciones producidas por un sismo. La variación del coeficiente sísmico con el periodo dominante del sitio se muestra en la fig 5. Con líneas discontinuas verticales se marcan las fronteras entre zonas geotécnicas como si correspondieran a $T_s = 0.5$ y 1 s para las zonas I-II y II-III, respectivamente, lo cual es cierto de forma muy aproximada. A la vez, con líneas discontinuas horizontales se

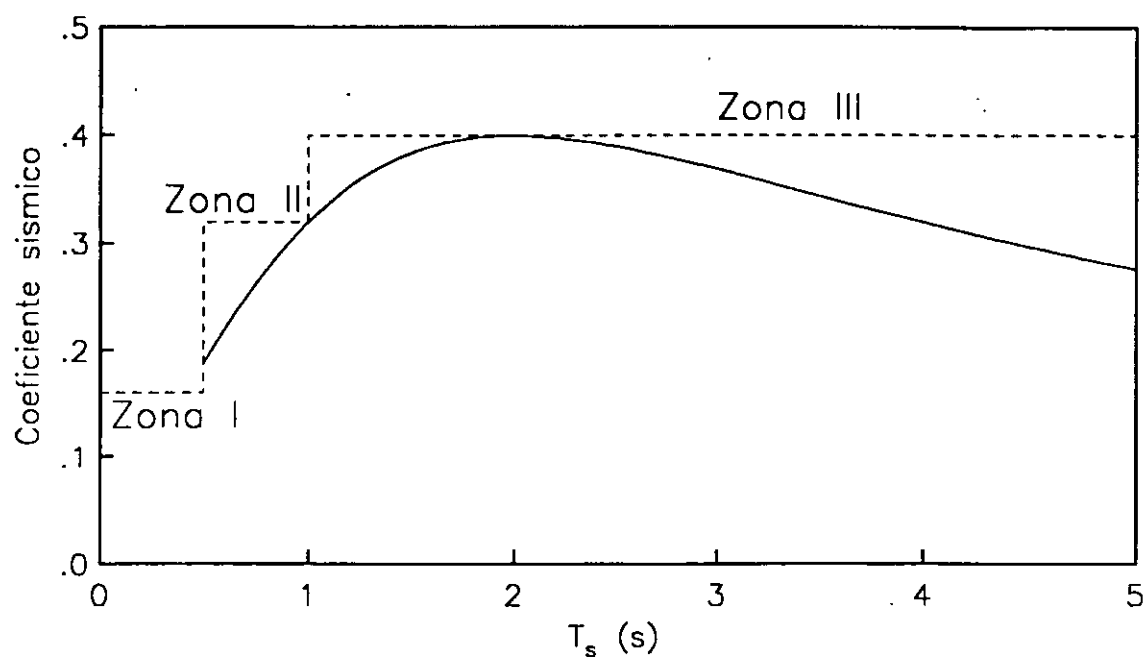


Figura 5. Variación del coeficiente sísmico con el periodo dominante del sitio.

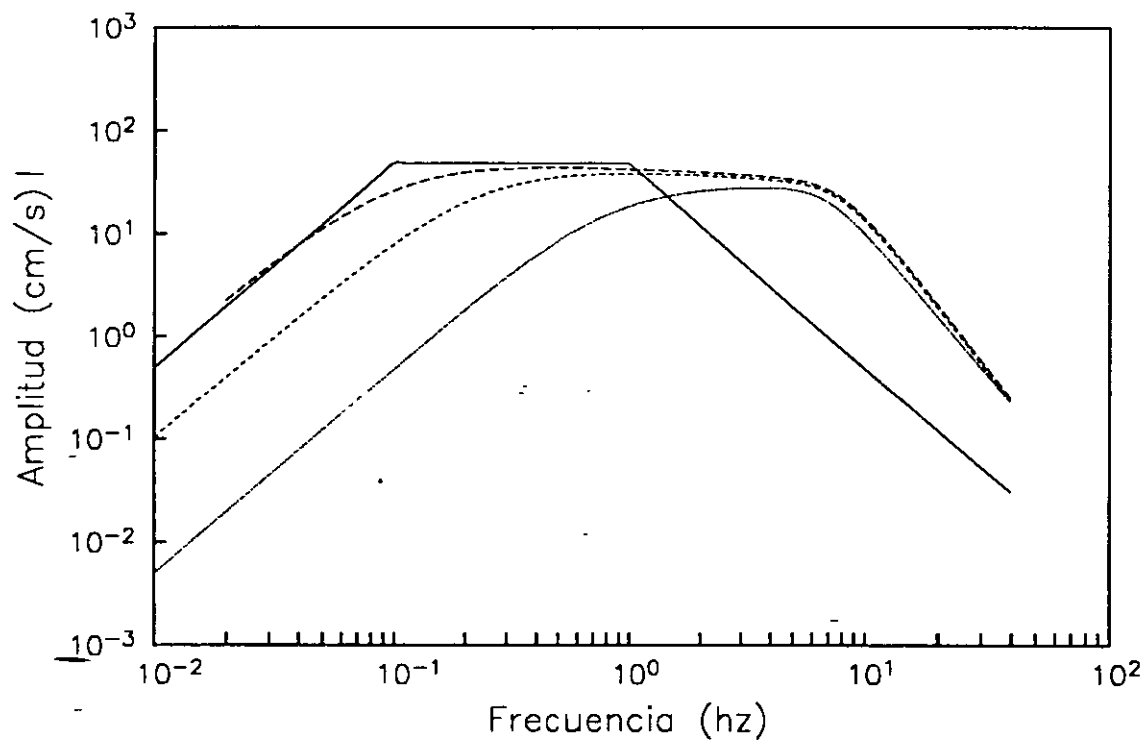


Figura 6. Espectros de amplitudes de Fourier de aceleración para los eventos seleccionados como sismos de diseño; Guerrero(—), Normal, Acambay y Local(· · ·)

marcan los valores del coeficiente sísmico para cada zona geotécnica cuando se ignora la dependencia con el periodo del sitio.

Para la determinación de los espectros de diseño que se estipulan en las NTCDS-DF se utilizaron los espectros de amplitudes de Fourier de aceleración que se muestran en la fig 6; ellos corresponden a los cuatro temblores representativos que se supone son los más peligrosos para la ciudad de México. Postulando estos sismos como movimientos de control se calcularon los contornos de respuesta espectral que

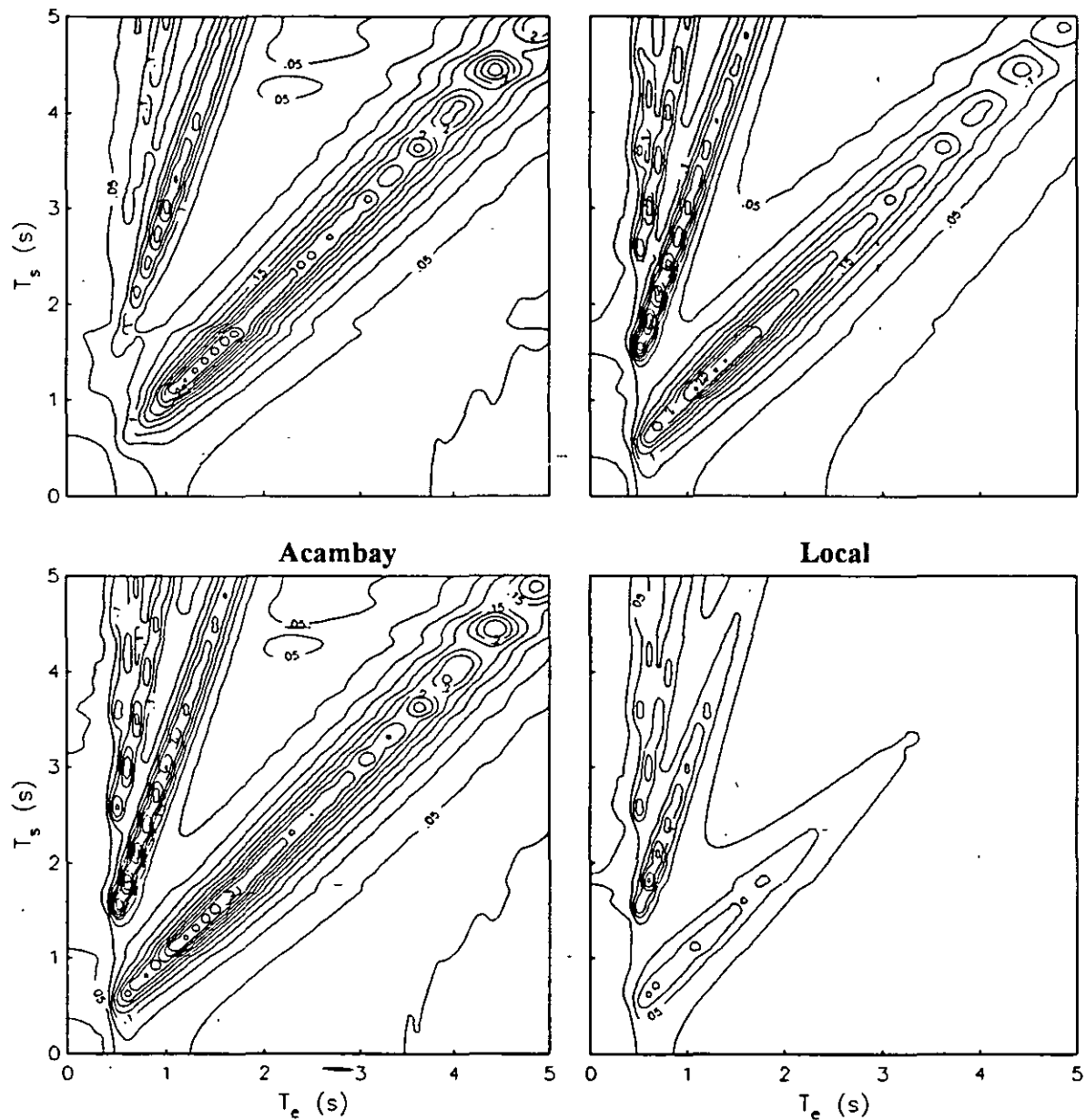


Figura 7. Contornos de respuesta espectral para los eventos seleccionados como temblores de diseño.

aparecen en la fig 7, los cuales están escalados con el factor 0.4 (Rosenblueth y col, 1989) que está implícito en los espectros de diseño especificados en las NTCDS-DF.

A partir de estos contornos de respuesta se infieren las variaciones de las ordenadas espectrales máximas con el periodo dominante del sitio, las cuales se muestran en la fig 8. Los resultados que suministra la ec 14 se indican con línea gruesa continua; con línea gruesa discontinua se muestra la curva correspondiente al sismo del 19/IX/1985. Las líneas delgadas corresponden a los temblores de Guerrero(—), Normal, Acambay y Local(···) que afectarían seriamente al valle de México. Para sismos de subducción se confirma que la posición de los máximos espectrales se encuentra cubierta por la expresión estipulada en las NTCDS-DF. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que puede haber temblores de magnitud comparable con la del sismo del 19/IX/85 pero con amplitudes anómalas para frecuencias bajas, lo que originaría respuestas espectrales máximas en sitios con $T_s > 2 s$. Asimismo, pueden generarse temblores de fallamiento normal o local que conduzcan a respuestas espectrales máximas en sitios con $T_s < 2 s$. Estas posibilidades sugieren que la ec 14 sea revisada con mayor profundidad, a la luz de la información de registros sísmicos y los resultados de predicción de movimientos fuertes.

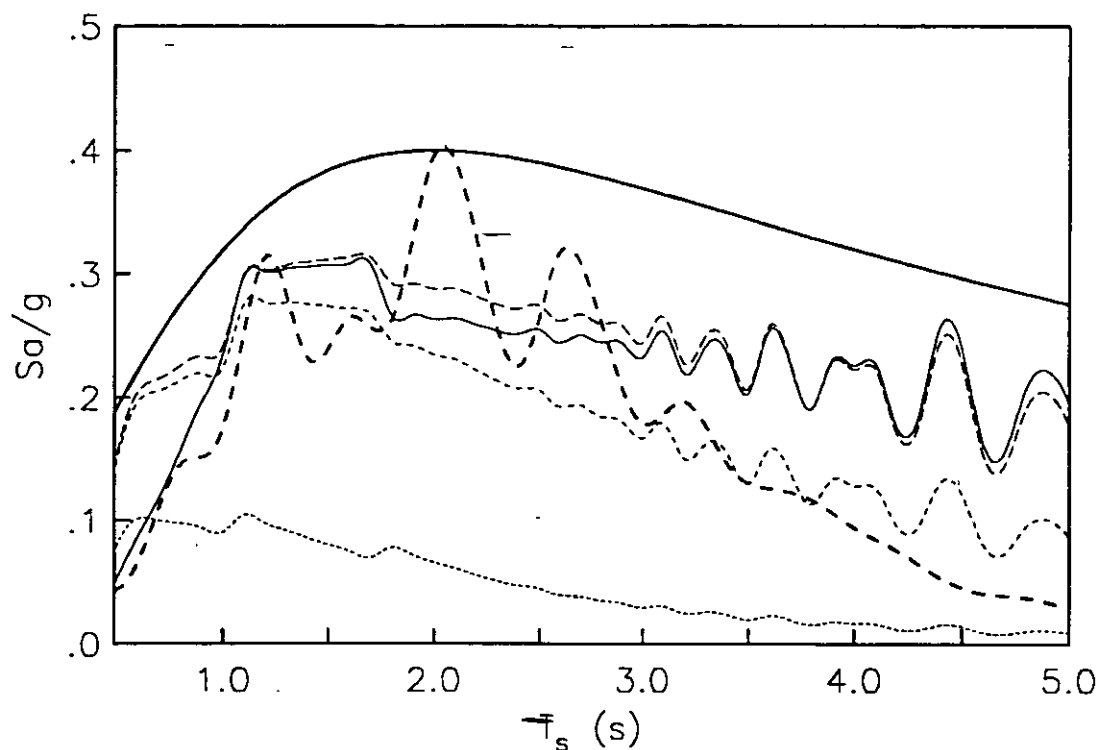


Figura 8. Variación de las ordenadas espectrales máximas con el periodo dominante del sitio para diferentes mecanismos de generación de temblores; Guerrero(—), Normal, Acambay y Local(···)

El conocimiento del periodo dominante del sitio permite adicionalmente disminuir el periodo característico T_b y aumentar el periodo característico T_a con respecto a los valores que tendrían de no conocerse ese parámetro. Las variaciones especificadas de T_a y T_b en función de T_s son las siguientes:

$$\text{Zona II} \begin{cases} T_a = 0.64 T_s \\ T_b = 1.2 T_s \end{cases} \quad (15)$$

$$\text{Zona III} \begin{cases} T_a = \text{Max}(0.35 T_s, 0.64 s) \\ T_b = 1.2 T_s \end{cases} \quad (16)$$

Estas expresiones también son de carácter empírico; con ellas se pretende que el espectro de diseño cubra las respuestas estructurales máximas asociadas tanto al modo fundamental como al segundo modo del sitio. En vista de que estos periodos característicos delimitan el intervalo de ordenadas espectrales máximas, las condiciones favorables serán aquéllas donde T_a aumente y T_b disminuya. Suponiendo que las fronteras entre las zonas geotécnicas corresponden a $T_s = 0.5$ y $1 s$, el valor de T_a siempre será mayor cuando se conozca T_s . Sin embargo, el valor de T_b en la zona III sólo será menor cuando $T_s < 3.25 s$, ya que si se desconoce T_s debe tomarse $T_b = 3.9 s$ mientras que al conocerlo se debe tomar $T_b = 1.2 T_s$.

Contornos Espectrales de Diseño

El conocimiento de T_s conduce, en general, a espectros de diseño reducidos. Toda la gama de estos espectros puede observarse mediante el uso de contornos de diseño, los cuales tienen una concepción similar a la de los contornos de respuesta. En la fig 9 se reproducen los contornos de diseño que se obtienen al unir puntos de igual aceleración espectral, calculada ésta según las ecs 11-16. Al realizar cortes en secciones horizontales se obtendrían los espectros de diseño reducidos para el periodo del sitio de interés. Así, cortes en $T_s = 0.55, 2$ y $3.5 s$ resultan en los espectros de diseño de la fig 10, los cuales son aplicables a los sitios VIV, SCT y CAO, respectivamente.

En la fig 11 se puede ver la comparación entre los contornos de diseño que se derivan de las NTCDS-DF y los contornos de respuesta que se obtienen del modelo unidimensional para el temblor del 19/IX/85, escalados con el factor 0.4 adoptado en dichas normas. Se nota que la tendencia de respuestas espectrales es muy semejante. Los contornos de diseño envuelven apropiadamente a los contornos de respuesta. Las respuestas resonantes, asociadas tanto al modo fundamental como al primer modo superior del sitio, son cubiertas satisfactoriamente. Esta forma de

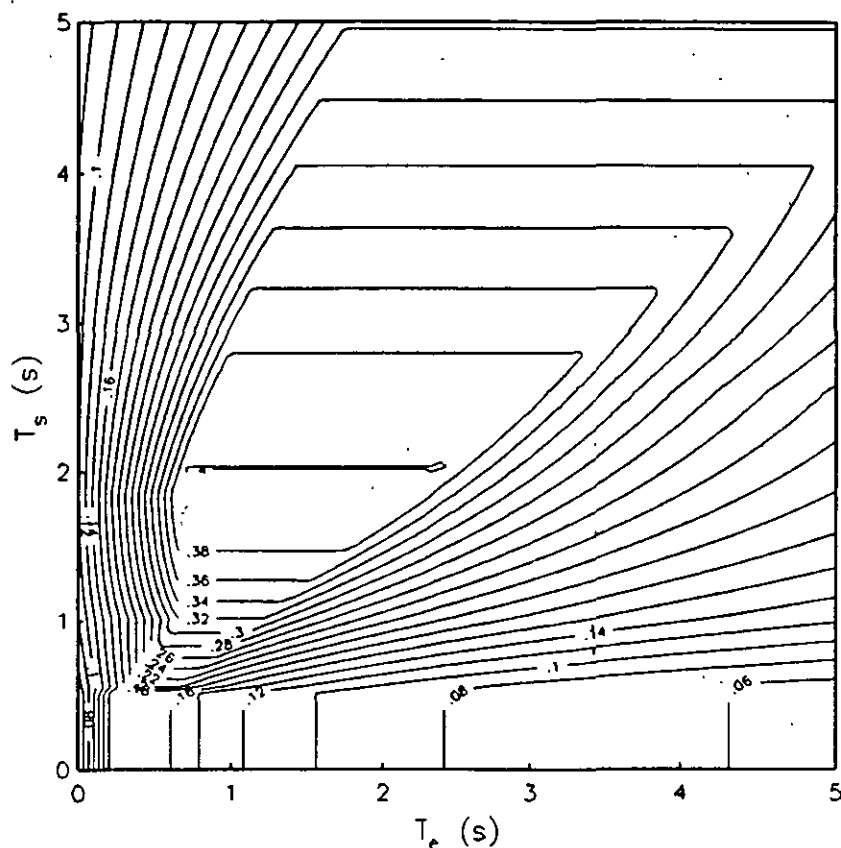


Figura 9. Contornos espectrales de diseño considerando las variaciones con el periodo dominante del sitio.

proceder debe extenderse a todos los mecanismos de generación de temblores que afectan peligrosamente a la ciudad de México, incorporando la información del monitoreo sísmico y los resultados de la estimación de movimientos fuertes.

REPRESENTACION DE EFECTOS DE INTERACCION

Para fines de reglamentación sísmica, los efectos de interacción se acostumbra tenerlos en cuenta sólo en el modo fundamental, empleando para ello un enfoque simplificado que consiste en reemplazar el sistema acoplado por un oscilador equivalente con base rígida caracterizado con el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema acoplado. Con estos parámetros efectivos puede entonces recurrirse a espectros de diseño estándar para obtener las aceleraciones en la estructura en términos de su periodo y amortiguamiento (Veletsos y Meek, 1974). A continuación se examinan brevemente los criterios establecidos en el MDS-CFE para considerar los efectos de la interacción inercial en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental, así como en el cortante basal de diseño.

Adicionalmente se examinan algunos resultados recientes orientados a la formulación de criterios prácticos para incluir, por un lado, los efectos inerciales en la ductilidad estructural y, por otro, la influencia de la interacción cinemática en el movimiento de la cimentación.

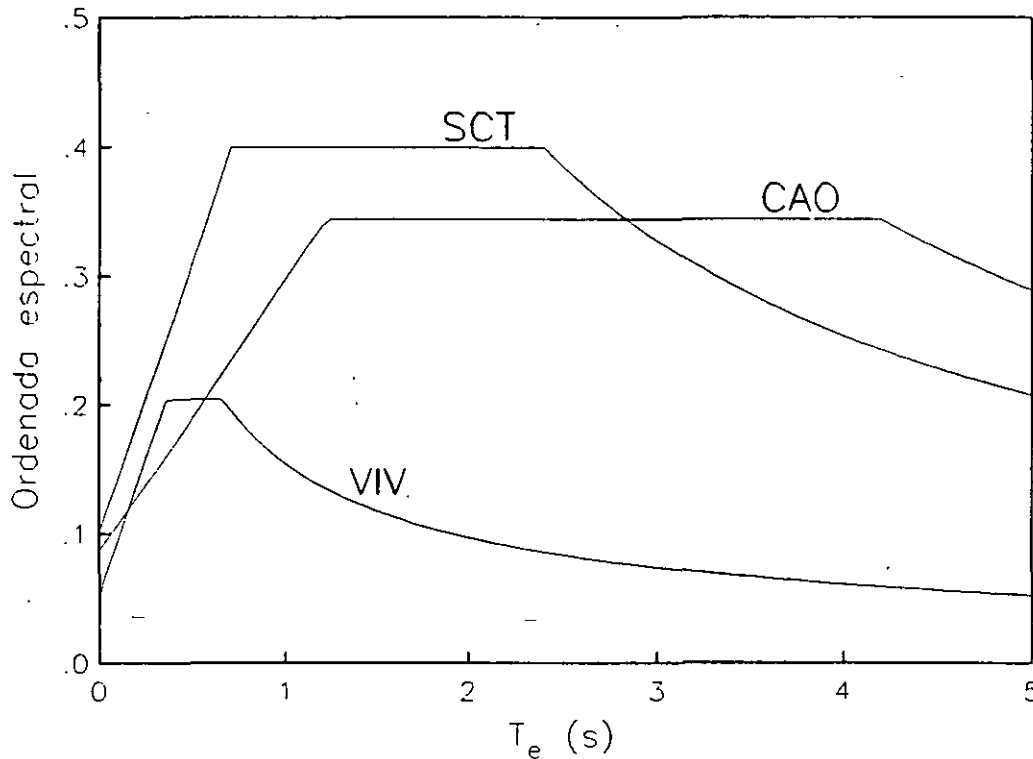


Figura 10. Espectros de diseño para los sitios VIV, SCT y CAO considerando las variaciones con el periodo dominante del sitio.

Efectos Inerciales en el Periodo y Amortiguamiento

En la fig 12 se muestran el sistema suelo-estructura y el oscilador de reemplazo con base rígida; el suelo se ha sustituido por resortes y amortiguadores dependientes de la frecuencia de excitación. Los resortes K_h y K_r , y los amortiguadores C_h y C_r , en los modos de traslación (índice h) y rotación (índice r), suelen calcularse utilizando una cimentación circular equivalente de radio R (Siefferet y Cevaer, 1992); en el caso de pilotes, estos resortes y amortiguadores deben considerar su rigidez y amortiguamiento, respectivamente. Al desprestigiar la interacción cinemática se tiene que la excitación en la base del sistema acoplado y el oscilador de reemplazo es la misma. En estas condiciones, mediante la condición de equivalencia en el cortante basal resonante entre el sistema acoplado y el oscilador de reemplazo, se pueden

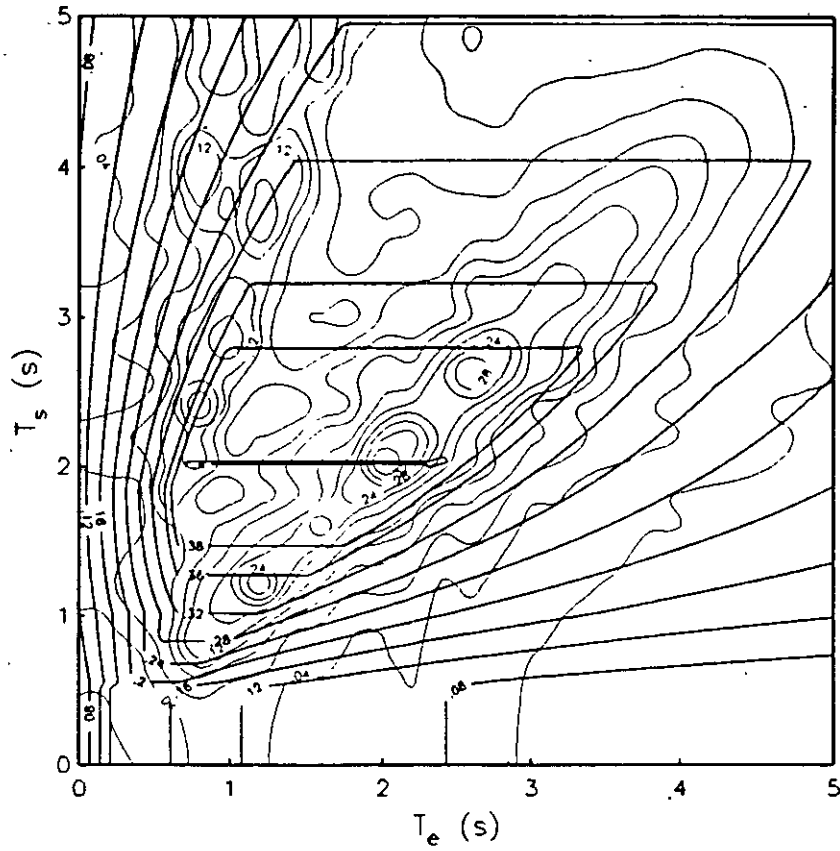


Figura 11. Comparación entre los contornos de diseño y los contornos de respuesta para el temblor del 19 de septiembre de 1985.

obtener el periodo $\bar{T}_e$ y amortiguamiento $\bar{\zeta}_e$ efectivos del sistema acoplado. En el MDS-CFE se recomiendan las siguientes expresiones:

$$\bar{T}_e = (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} \quad (17)$$

$$\bar{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\bar{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\bar{T}_e} \right)^2 \quad (18)$$

donde T_h y T_r son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o rotar, respectivamente, es decir:

$$T_h = 2\pi \left(\frac{M_e}{K_h(\tilde{\omega}_e)} \right)^{1/2} \quad (19)$$

$$T_r = 2\pi \left(\frac{M_e (H_e + D)^2}{K_r (\bar{\omega}_e)} \right)^{1/2} \quad (20)$$

en tanto que ζ_h y ζ_r son los amortiguamientos del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente, esto es:

$$\zeta_h = \frac{\bar{\omega}_e C_h (\bar{\omega}_e)}{2 K_h (\bar{\omega}_e)} \quad (21)$$

$$\zeta_r = \frac{\bar{\omega}_e C_r (\bar{\omega}_e)}{2 K_r (\bar{\omega}_e)} \quad (22)$$

donde $\bar{\omega}_e = 2\pi/\tilde{T}_e$ es la frecuencia efectiva del sistema acoplado. Estos parámetros efectivos son aproximados, pues se han despreciado la masa de la cimentación y su momento de inercia, así como el acoplamiento en traslación y rotación de la rigidez dinámica del cimient.

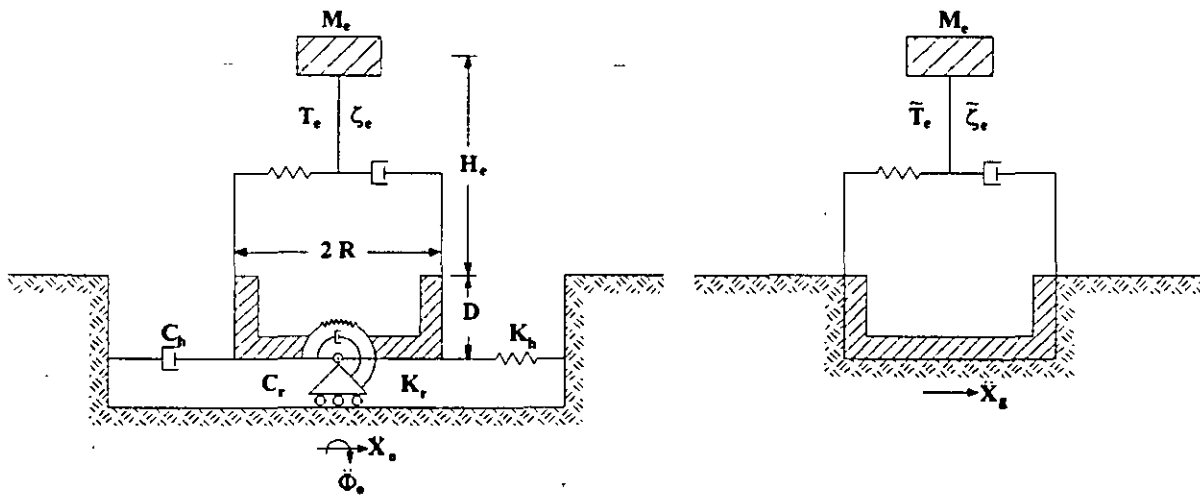


Figura 12. Sistema suelo-estructura y oscilador de reemplazo con base rígida.

El grado de aproximación de estas expresiones y otras similares es bastante bueno para fines prácticos, como se puede apreciar en las figs 13 y 14 donde se comparan resultados de diferentes autores (Avilés y Pérez-Rocha, 1995b) para las profundidades de desplante de la cimentación $D/R = 0$ y 1 , respectivamente. El mayor problema del enfoque del oscilador de reemplazo se tiene para cimentaciones enterradas en un estrato de suelo, ya que las diferencias entre las funciones de transferencia del sistema acoplado y el oscilador de reemplazo pueden ser muy impor-

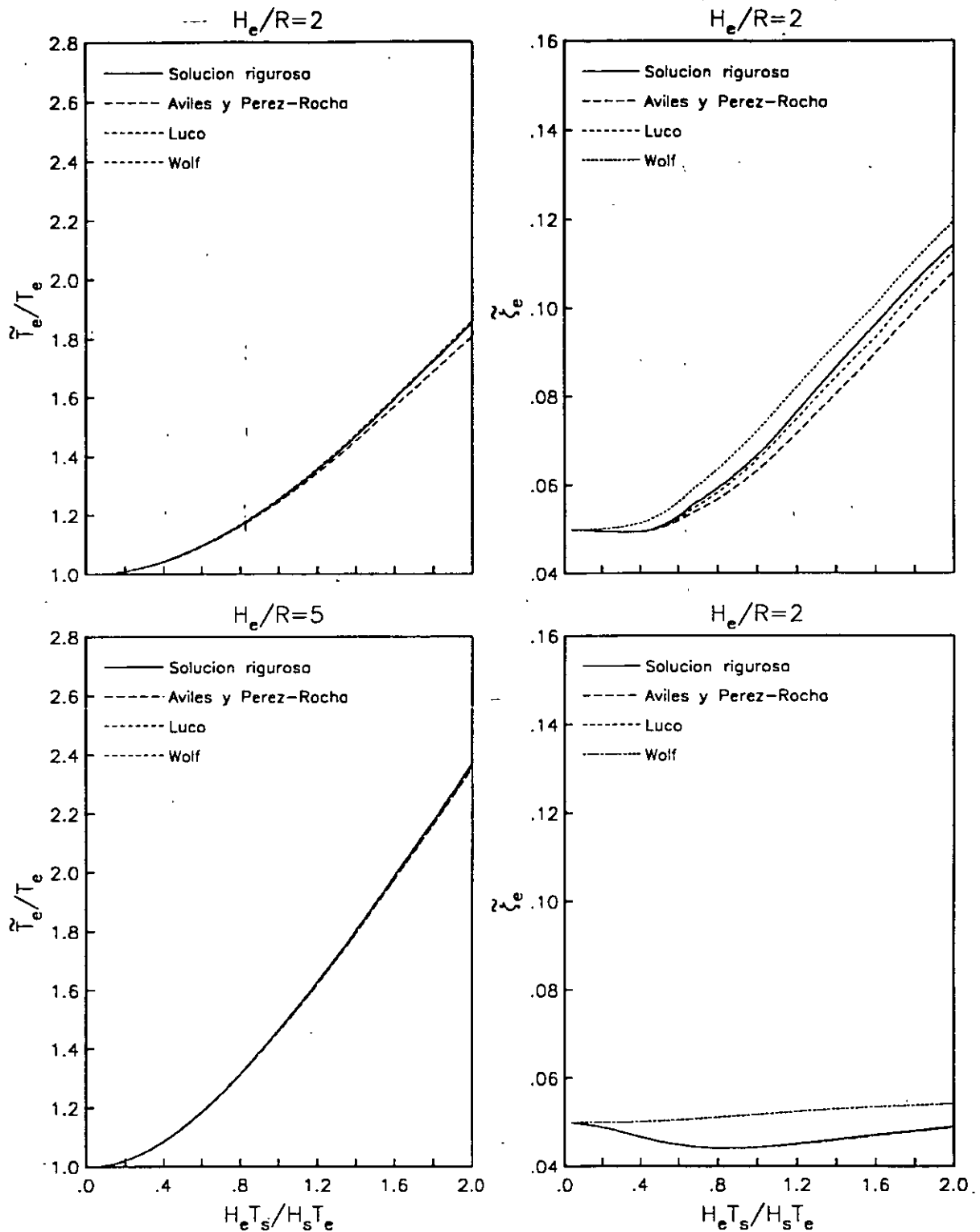


Figura 13. Comparación de periodos y amortiguamientos efectivos aproximados con la solución rigurosa para sistemas acoplados con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $H_s/R = 10$ y $D/R = 0$ (cimentación superficial).

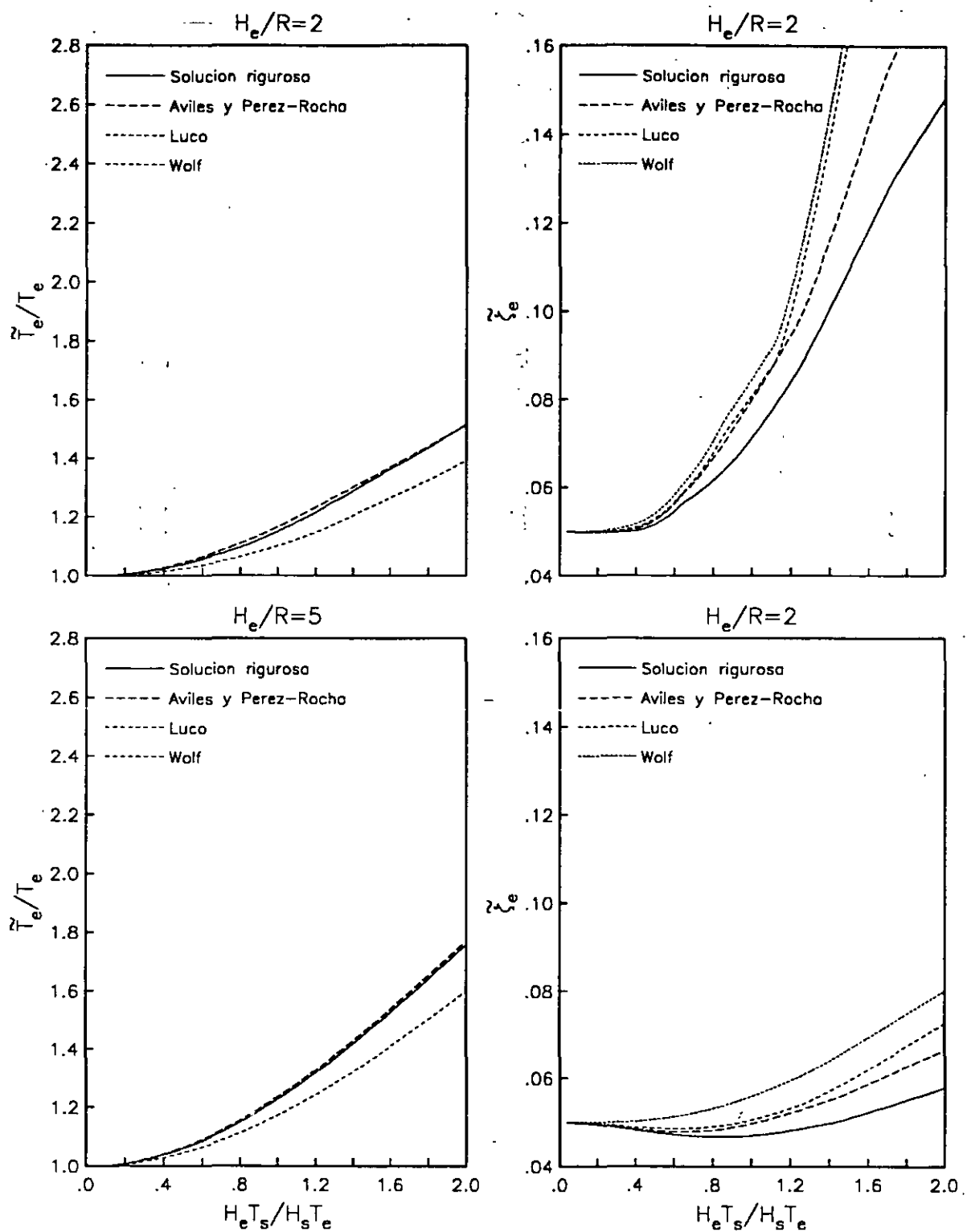


Figura 14. Comparación de periodos y amortiguamientos efectivos aproximados con la solución rigurosa para sistemas acoplados con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $H_s/R=10$ y $D/R=1$ (cimentación enterrada).

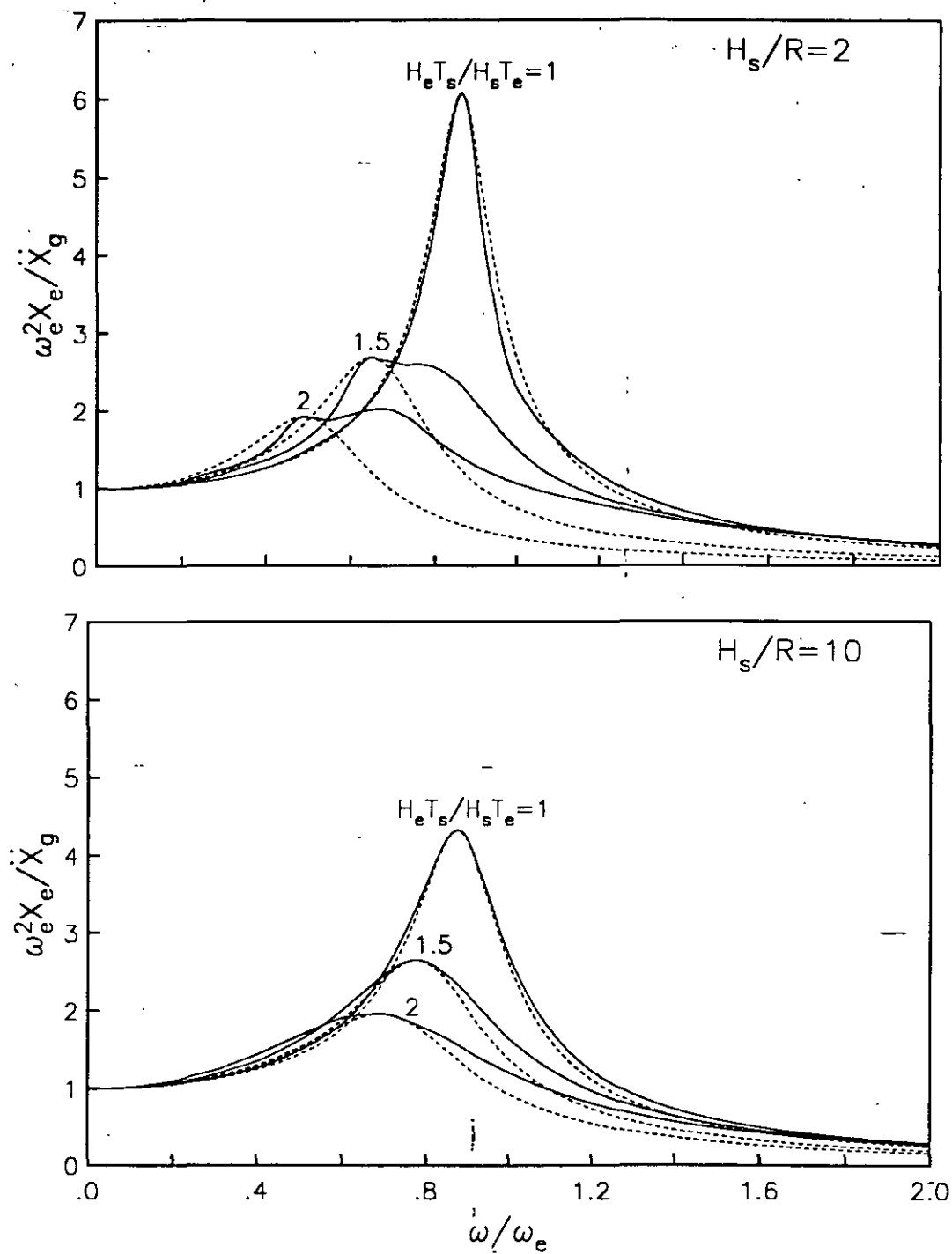


Figura 15. Funciones de trasferencia de pseudoaceleración para sistemas acoplados con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 1/3$, $D/R = 1$ y $H_e/R = 1$, comparadas con las correspondientes del oscilador de reemplazo.

tantes, dependiendo no sólo del enterramiento del cimiento D/R y la profundidad del estrato de suelo H_s/R , sino también de la esbeltez de la estructura H_e/R y el

contraste de rigidez entre la estructura y el suelo $H_e T_e / H_s T_s$, según se aprecia en la fig 15 para diferentes escenarios de interacción. En algunos casos, la forma de la función de transferencia del sistema acoplado ya no puede ser ajustada por medio de la función de transferencia de un oscilador elemental, debido esencialmente al alto nivel de amortiguamiento. Esta situación no ha sido reconocida explícitamente en los códigos sísmicos, puesto que se permite la aplicación del enfoque del oscilador de reemplazo sin ninguna restricción. Resultados como estos sugieren que dicho enfoque no es recomendable para $H_e / R < 2$ en el intervalo $H_e T_e / H_s T_s > 1$, cuando la cimentación es profunda ($D/R > 1$) y el estrato de suelo es superficial ($H_e / R < 3$).

Conocidos el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema acoplado, el cortante basal de diseño se obtiene como el cortante de la estructura con base rígida menos la reducción por interacción en el cortante del modo fundamental, de acuerdo con la expresión (ATC, 1978)

$$\bar{V} = \frac{a}{Q'} W - \left(\frac{a}{Q'} - \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'} \xi \right) W_e \quad (23)$$

donde a y Q' son la ordenada espectral y el factor reductivo por ductilidad valuados para T_e , en tanto que $\tilde{a}$ y $\tilde{Q}'$ son los mismos parámetros pero calculados para $\tilde{T}_e$; W y W_e son los pesos total y efectivo de la estructura, respectivamente. Además, ξ expresa la variación de las ordenadas espectrales con el amortiguamiento; para periodos naturales que no sean demasiado pequeños, este factor se puede aproximar como (Rosenblueth y Reséndiz, 1988)

$$\xi = \left(\frac{\zeta_e}{\zeta} \right)^k \quad (24)$$

donde los valores de k que se han recomendado son 0.4, 0.5 y 0.6 para terrenos firme, intermedio y blando, respectivamente.

Efectos Inerciales en la Ductilidad

La influencia de la interacción inercial en la ductilidad estructural aún no es considerada explícitamente en los reglamentos sísmicos conocidos. Aquí se busca, por un lado, identificar los parámetros que tienen influencia dominante en la respuesta de sistemas elastoplásticos con base flexible sujetos a movimiento sísmico y, por otro, plantear conceptos simples que sean de utilidad en la estimación de la respuesta de tales sistemas en términos de las propiedades de sistemas lineales con base rígida excitados de forma similar.

Despreciando la interacción suelo-estructura, se han formulado reglas simples que relacionan de manera aproximada la deformación máxima absoluta de un sistema no lineal con la deformación correspondiente de un sistema lineal (Newmark y Rosenblueth, 1971). Se ha encontrado que, mientras el periodo natural inicial de sistemas inelásticos no sea excesivamente corto, las deformaciones máximas absolutas que sufren dichos sistemas son en promedio casi iguales a las que experimentan sistemas elásticos con el mismo periodo natural y grado de amortiguamiento que tienen inicialmente los sistemas elastoplásticos. También se ha encontrado que, si un sistema inelástico debe desarrollar un factor de ductilidad μ , durante un sismo, la resistencia plástica (coeficiente de cortante basal) requerida para que la demanda de ductilidad sea igual a la ductilidad disponible vale $R_y = R_m / \mu_e$, donde R_m es la resistencia máxima del correspondiente sistema elástico; esto es cierto sólo para valores moderados y grandes del periodo natural.

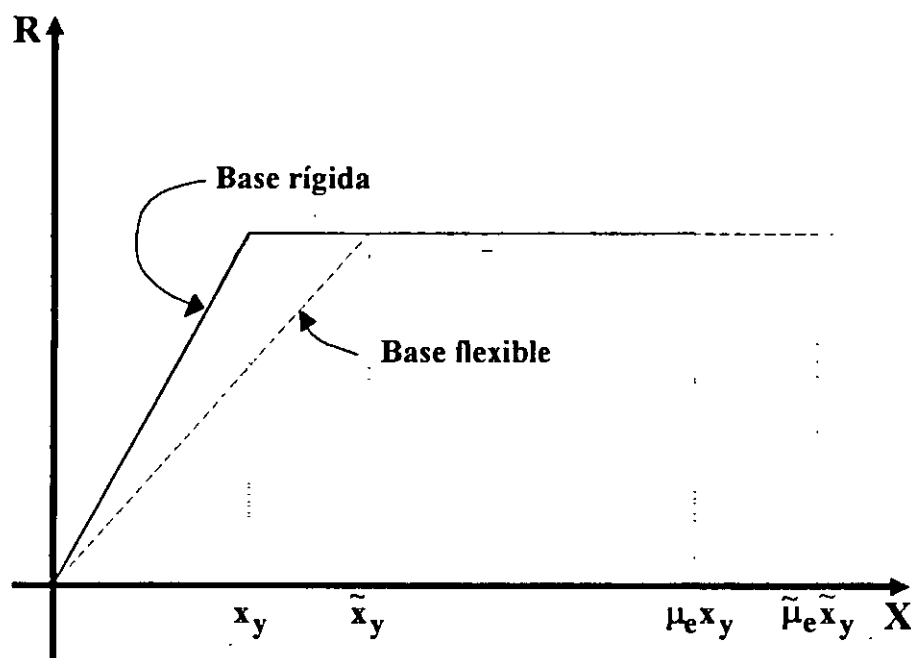


Figura 16. Relaciones fuerza-deformación de un sistema elastoplástico con y sin interacción.

Con objeto de examinar los efectos de la interacción inercial en la ductilidad estructural, considérese un sistema elastoplástico de un grado de libertad cuya ley de comportamiento se muestra en la fig 16; las líneas continua y discontinua indican las relaciones fuerza-deformación correspondientes al sistema en su condición de base rígida y flexible, respectivamente. Su factor de ductilidad se define como el cociente de la deformación a la falla entre la deformación a la fluencia. Si se designa con X_y

y $\tilde{X}_y$, las deformaciones al límite de fluencia del sistema sin y con interacción, respectivamente, las deformaciones máximas resistentes valen $\mu_e X_y$ y $\tilde{\mu}_e \tilde{X}_y$, siendo μ_e y $\tilde{\mu}_e$ los factores de ductilidad del sistema sin y con interacción, respectivamente.

Al tener en cuenta la interacción suelo-estructura, la rigidez del sistema disminuye de K a $\tilde{K} = (T_e/\tilde{T}_e)^2 K$; en consecuencia, la deformación a la fluencia aumenta de X_y a $\tilde{X}_y = (\tilde{T}_e/T_e)^2 X_y$ y la deformación a la falla se incrementa en la misma cantidad que se incrementa la deformación a la fluencia, esto es: $\tilde{\mu}_e \tilde{X}_y = \mu_e X_y + \tilde{X}_y - X_y$. Sustituyendo en esta expresión la relación $\tilde{X}_y/X_y$, se encuentra que el factor de ductilidad del sistema con interacción es igual a (Rosenblueth y Reséndiz, 1988)

$$\tilde{\mu}_e = \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^2 (\mu_e - 1) + 1 \quad (25)$$

En vista de que $0 < T_e/\tilde{T}_e < 1$, al analizar esta expresión se desprende que $1 < \tilde{\mu}_e < \mu_e$, lo que implica que el factor de ductilidad se reduce por interacción.

Con objeto de tratar los efectos de interacción en la ductilidad mediante el enfoque del oscilador de reemplazo, se considera que μ_e representa la ductilidad estructural mientras que $\tilde{\mu}_e$ la ductilidad efectiva de dicho oscilador. En la fig 17 se muestran las ductilidades efectivas que se obtienen ante diferentes escenarios de interacción, para las ductilidades estructurales $\mu_e = 1.5, 2, 3$ y 4 . Aquí se puede corroborar que cuando $H_e T_e / H_s T_s = 0$, condición de base rígida, la ductilidad efectiva es idéntica a la ductilidad estructural; asimismo, a medida que este parámetro se incrementa, la ductilidad efectiva se reduce tendiendo al valor de uno. De aquí se concluye también que los parámetros más importantes en la reducción de la ductilidad por interacción son D/R y H_e/R ; la influencia de H_s/R es despreciable para propósitos prácticos.

En análisis no lineales, las rigideces dinámicas del suelo usualmente se aproximan por medio de resortes y amortiguadores invariantes con la frecuencia de excitación. Los valores que mejor ajustan los resultados son los correspondientes a la rigidez para la frecuencia cero y el amortiguamiento para la frecuencia infinito. Cuando se opta por una aproximación como ésta, el análisis no lineal de sistemas con interacción se simplifica notablemente, puesto que al tener resortes y amortiguadores del suelo constantes, el procedimiento de integración en el tiempo paso a paso es enteramente similar al de sistemas sin interacción.

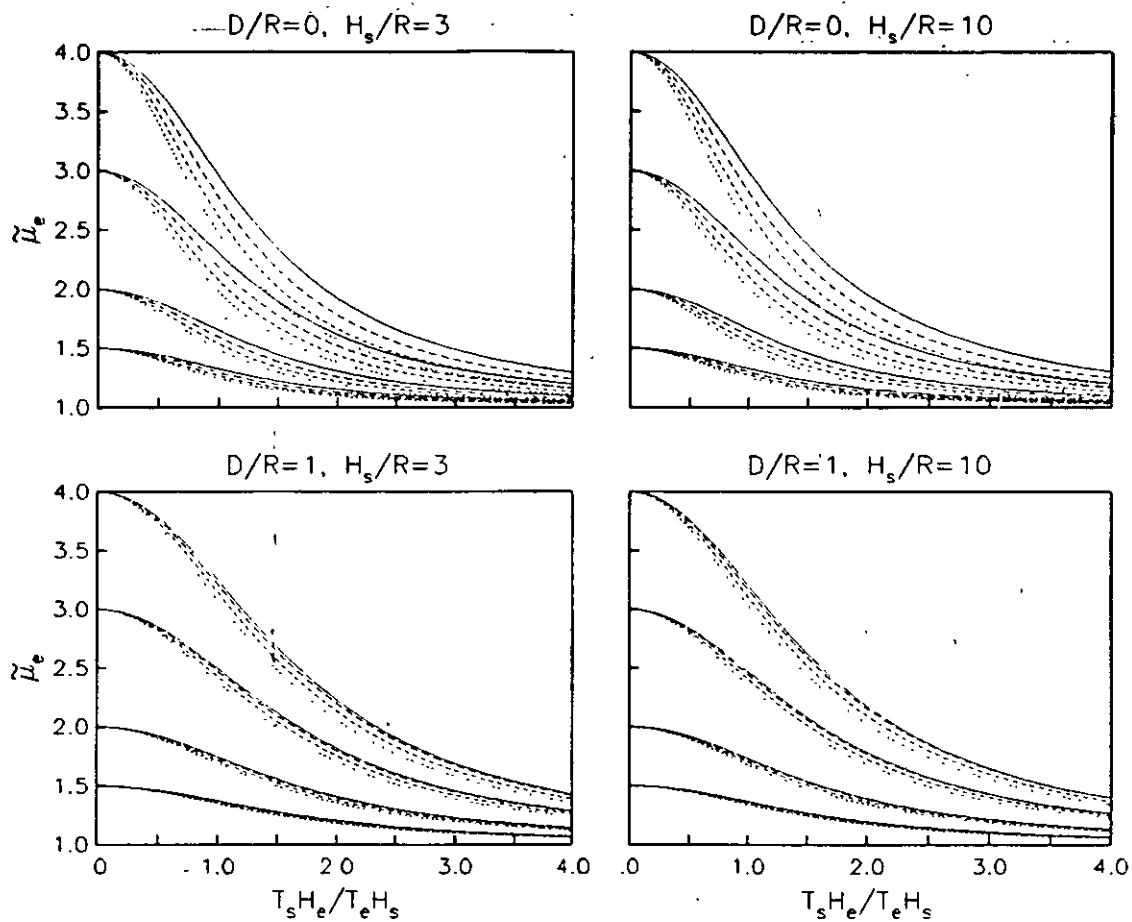


Figura 17. Ductilidades efectivas de sistemas suelo-estructura con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.5$ y $H_e/R = 2$ (—), 3, 4 y 5(···).

Procediendo de esa forma se calcularon las demandas de ductilidad X_e^{max}/X_y de sistemas acoplados sometidos al sismo del 19/IX/85, para diferentes escenarios de interacción y ductilidades estructurales; se consideraron los sitios SCT ($H_s = 38\text{ m}$ y $\beta_s = 76\text{ m}$) y CAO ($H_s = 56\text{ m}$ y $\beta_s = 64\text{ m}$). En la fig 18, las curvas discontinuas (SCT) y punteadas (CAO) corresponden a las demandas de ductilidad del sistema acoplado cuya resistencia es igual a la de la condición de base rígida para la ductilidad estructural $\mu_e = 2$ y 4, mientras que las curvas continuas representan las ductilidades efectivas del oscilador de reemplazo según la ec 25. Está claro que las demandas de ductilidad del sistema acoplado tienden a reducirse al incrementarse el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo; estas reducciones, al parecer, no están controladas por los efectos de sitio. Lo más sorprendente es que las demandas de ductilidad del sistema acoplado son muy parecidas a las ductilidades efectivas del oscilador de reemplazo.

También se calcularon los espectros de respuesta inelásticos de sistemas acoplados sujetos al mismo sismo, para diferentes escenarios de interacción y ductilidades estructurales. En las figs 19 y 20 se muestran los resultados para los sitios SCT y CAO, respectivamente; las curvas continuas corresponden a las resistencias del sistema acoplado requeridas para la ductilidad estructural $\mu_e = 1, 1.5, 2$ y 4 en la condición de base flexible, en tanto que las curvas discontinuas representan las resistencias del oscilador de reemplazo requeridas para la ductilidad efectiva resultante según la ec 25. Estos resultados patentizan que el uso de un oscilador elastoplástico de reemplazo con base rígida conduce a excelentes aproximaciones de la respuesta de sistemas acoplados inelásticos, salvo para algunas condiciones de periodo corto; dicho oscilador se caracteriza con el periodo $\tilde{T}_e$, el amortiguamiento $\tilde{\zeta}_e$ y la ductilidad $\tilde{\mu}_e$ efectivos.

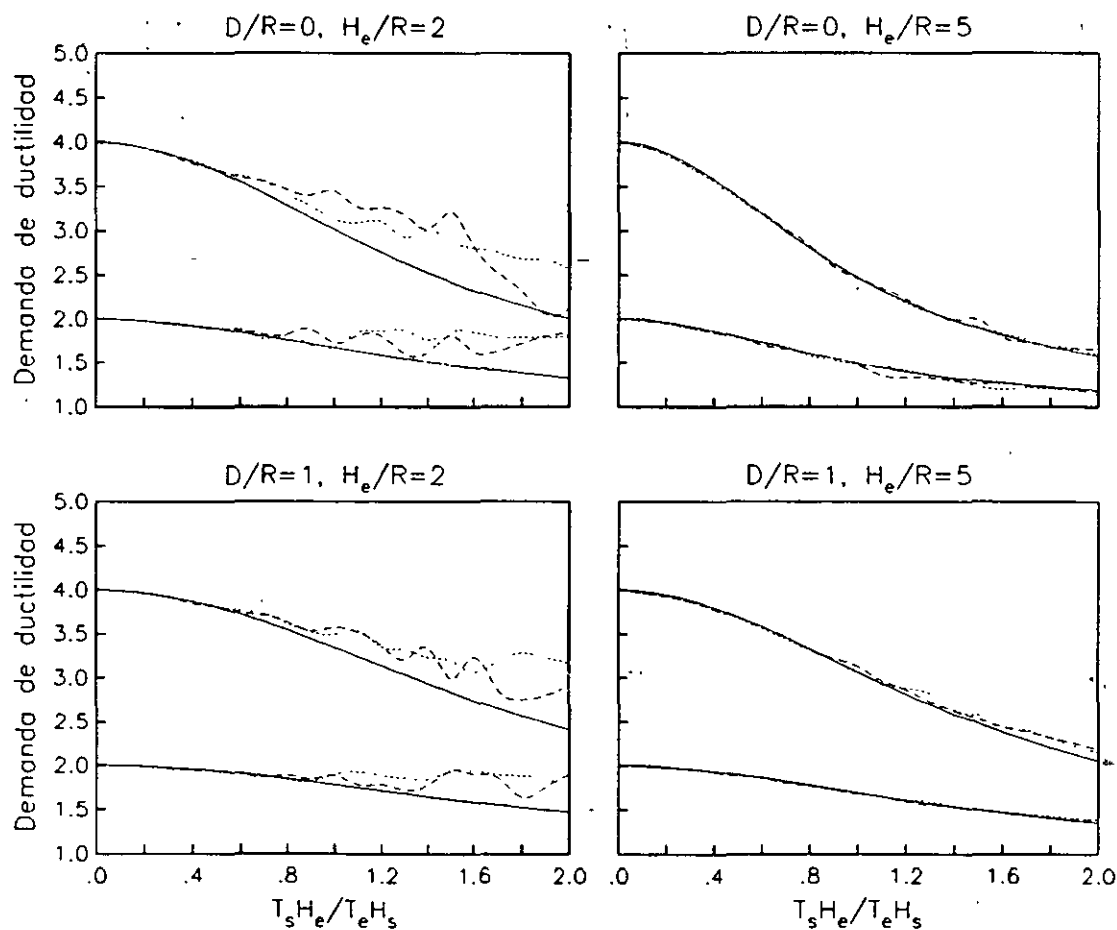


Figura 18. Demandas de ductilidad de sistemas suelo-estructura con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.5$ y $H_s/R = 5$, en los sitios SCT (línea discontinua) y CAO (línea punteada); se comparan con la ductilidad efectiva del oscilador de reemplazo (línea continua).

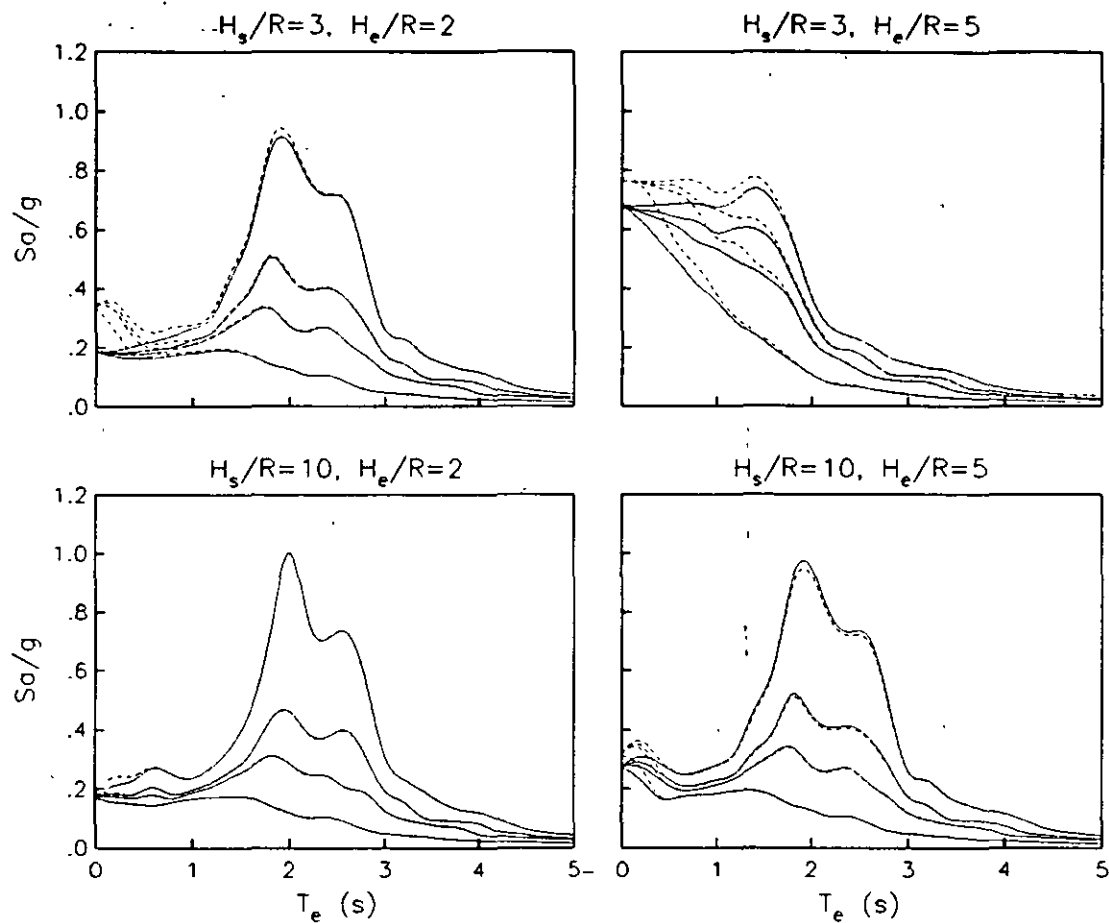


Figura 19. Espectros de respuesta inelásticos de sistemas suelo-estructura con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.5$ y $D/R = 1$, en el sitio SCT; se analiza el sistema acoplado (línea continua) y el oscilador de reemplazo (línea discontinua).

Efectos Cinemáticos

Se sabe que el periodo y amortiguamiento efectivos de un sistema suelo-estructura son los parámetros dinámicos de un oscilador de reemplazo con base rígida cuyo cortante basal resonante es igual al de la estructura interactuando con el suelo, para la misma excitación armónica de la base. Esto conduce a igualar la pseudoaceleración máxima y el periodo resonante del sistema acoplado con los valores correspondientes del oscilador de reemplazo (Wolf, 1985). Aquí se presenta una solución aproximada de aplicación práctica para considerar los efectos de la interacción cinemática en el movimiento de la cimentación en términos de los efectos de la interacción inercial en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental. El enfoque consiste en la modificación del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema acoplado de tal forma que el cortante basal resonante del osci-

lador de reemplazo sujeto al movimiento de campo libre en la superficie del terreno, dado por la traslación $\ddot{X}_g$, sea igual al del sistema acoplado sometido al movimiento efectivo en la subrasante de la cimentación, dado por la traslación $\ddot{X}_o$ y la rotación $\ddot{\Phi}_o$. El periodo y amortiguamiento efectivos modificados de esta manera resultan de gran utilidad cuando se recurre a los métodos estático y dinámico de análisis sísmico, para evaluar los efectos de interacción en el modo fundamental de vibración.

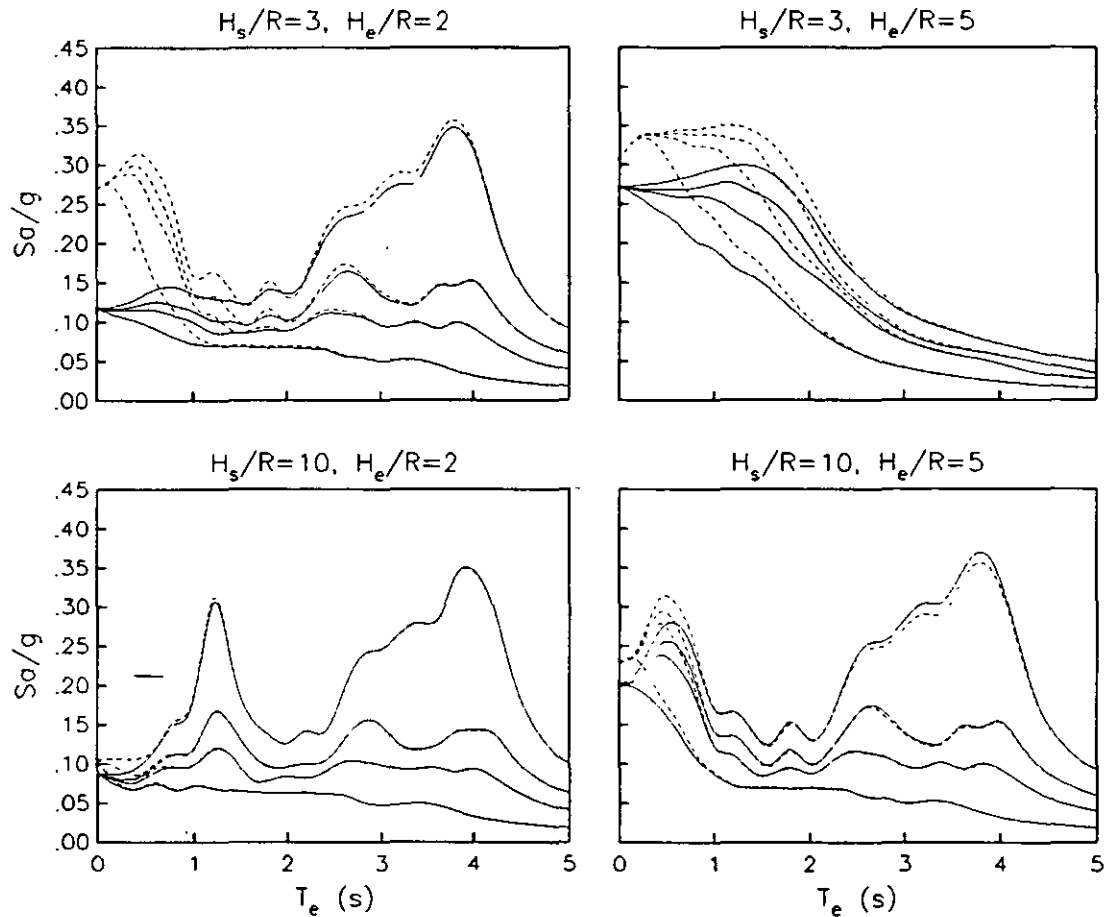


Figura 20. Espectros de respuesta inelásticos de sistemas suelo-estructura con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.5$ y $D/R = 1$, en el sitio CAO; se analiza el sistema acoplado (línea continua) y el oscilador de reemplazo (línea discontinua).

Se trata entonces de encontrar las condiciones de equivalencia en el cortante basal resonante entre el oscilador de reemplazo sujeto al movimiento de campo libre y el sistema suelo-estructura sometido al movimiento efectivo, como se ilustra en la fig 12. Para ello, conocida la función de trasferencia del sistema acoplado, el periodo

efectivo se determina directamente como el periodo de excitación correspondiente a la posición de su pico resonante, en tanto que el amortiguamiento efectivo se obtiene a partir de la pseudoaceleración correspondiente a la amplitud de su pico resonante. Mediante esta analogía se puede encontrar que el periodo y amortiguamiento efectivos con efectos cinemáticos son iguales a (Avilés y Pérez-Rocha, 1995a):

$$\tilde{T}_e^c = \tilde{T}_e \quad (26)$$

$$\tilde{\zeta}_e^c = \frac{\tilde{\zeta}_e}{|Q_h + (H_e + D)Q_r|} \quad (27)$$

donde $\tilde{T}_e$ y $\tilde{\zeta}_e$ son el periodo y amortiguamiento efectivos con efectos inerciales, obtenidos según las ecs 17 y 18 al ignorar el análisis de interacción cinemática. Además, $Q_h(\omega) = \ddot{X}_o(\omega)/\ddot{X}_g(\omega)$ y $Q_r(\omega) = \ddot{\Phi}_o(\omega)/\ddot{X}_g(\omega)$ son las funciones de transferencia para los componentes de traslación y rotación, respectivamente, de la excitación efectiva en la cimentación; los movimientos de entrada así como las funciones de impedancia han sido reportados para cimentaciones cuadradas enterradas en un semiespacio (Mita y Luco, 1989). Estos parámetros efectivos son aproximados, pues se han despreciado la masa de la cimentación y su momento de inercia, así como el acoplamiento en traslación y rotación de la rigidez dinámica del cimientto.

La aproximación para la interacción cinemática en términos de la interacción inercial puede confirmarse con las comparaciones que se presentan en la fig 21, para diferentes escenarios de interacción ante la incidencia de ondas de cortante con propagación vertical. Con trazo grueso se marcan los amortiguamientos efectivos aproximados y con trazo delgado la solución rigurosa; el acuerdo es muy bueno. En la fig 22 se despliegan los resultados rigurosos considerando (línea gruesa) y despreciando (línea delgada) la parte cinemática; resalta el incremento del amortiguamiento efectivo con el enterramiento de la cimentación D/R , siendo R en este caso el semiancho de la cimentación cuadrada.

CONCLUSIONES

Se ha presentado una revisión de los criterios especificados en las NTCDS-DF y el MDS-CFE para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura. Se repasaron los modelos en que están basados dichos criterios y se examinaron los resultados que se obtienen de su aplicación. Asimismo, se plantearon aquellos efectos de sitio e interacción que no se consideran de forma explícita, a fin de que en la práctica se tengan presentes las limitaciones reglamentarias que derivan del estado actual del conocimiento.

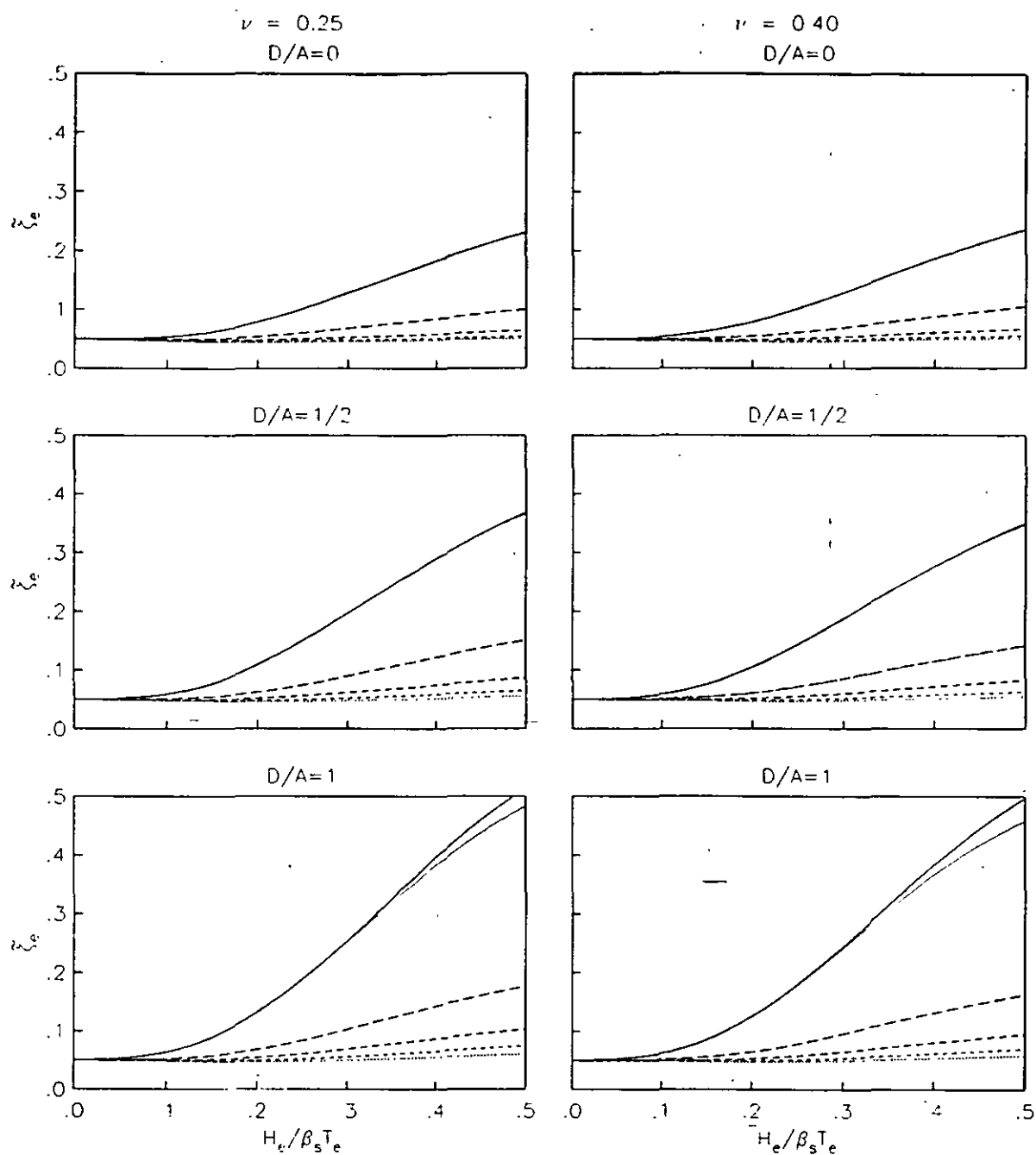


Figura 21. Amortiguamientos efectivos con la parte cinemática, para sistemas suelo-estructura con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$ y $H_e/R = 1$ (—), 2, 3, 4 y 5(---); soluciones aproximada (línea gruesa) y rigurosa (línea delgada).

En lo referente a los efectos de sitio se hizo énfasis en la dependencia de los espectros de diseño con el periodo dominante del sitio; en este aspecto es necesario

investigar a fondo el criterio sobre la variación del coeficiente sísmico (ordenada espectral máxima) en función de dicho parámetro. Para la interacción suelo-estructura se exploró fundamentalmente el enfoque del oscilador de reemplazo, con objeto de ser utilizado no sólo para los efectos inerciales en el periodo y amortigua-

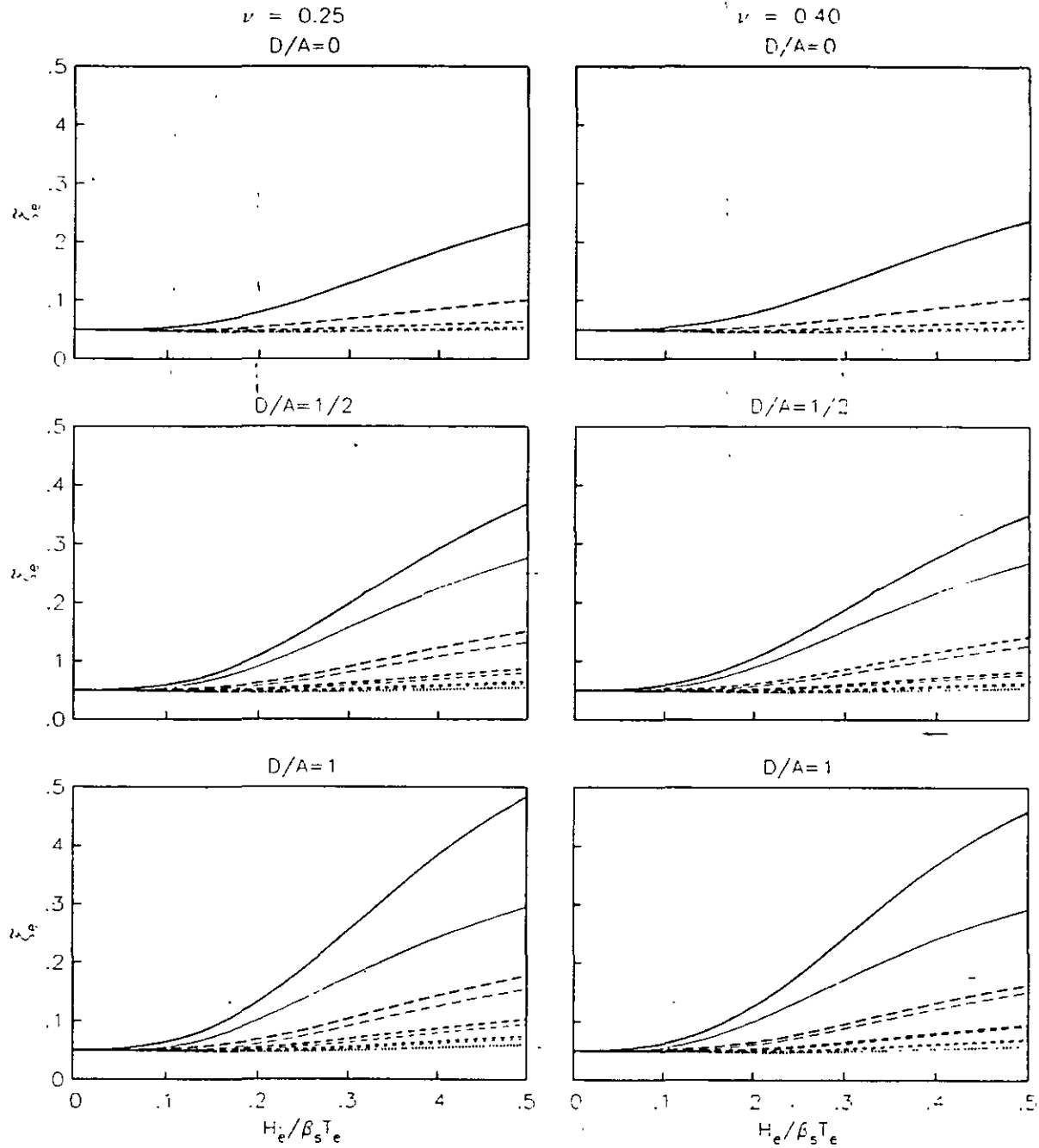


Figura 22. Amortiguamientos efectivos con (línea gruesa) y sin (línea delgada) la parte cinemática, para sistemas suelo-estructura con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$ y $H_e/R = 1(—)$, 2, 3, 4 y 5($\cdots$).

miento del modo fundamental, sino también para los efectos cinemáticos en el movimiento de la cimentación y, sobre todo, para tratar la influencia de la interacción en la ductilidad estructural. La principal ventaja de este enfoque es que permite el uso de espectros de respuesta de campo libre sin efectos de interacción, a fin de obtener las acciones sísmicas de diseño.

Los criterios reglamentarios vigentes sobre efectos de sitio e interacción suelo-estructura son particularmente sencillos, ya que la principal intención de las NTCDS-DF y el MDS-CFE es sentar las bases para la consideración explícita de dichos efectos. Es de esperarse que en ediciones futuras de estos códigos sísmicos se cubran de manera mejorada estas cuestiones; a la luz de los resultados de las investigaciones que se encuentran proceso.

REFERENCIAS

1. ATC (1978), 'Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings', *Applied Technology Council*, Report ATC 3-06, NSF Publication 78-08.
2. Avilés J y Pérez-Rocha L E (1995a), 'Influencia de la interacción cinemática en los parámetros dinámicos de sistemas suelo-estructura', *Monografía Geofísica: Tema Sismología*, Unión Geofísica Mexicana, en prensa.
3. Avilés J y Pérez-Rocha L E (1995b), 'Evaluation of the interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, en prensa.
4. Boore D M (1983), 'Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra', *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 73, No. 6, pp. 1865-1894.
5. Boore D M y Joyner W (1984), 'A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitudes of transient signals', *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 74, No. 1, pp. 2035-2039.
6. Clough R W y Penzien J (1975), *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, Inc., Nueva York.
7. Jennings P C y Bielak J (1973), 'Dynamics of building-soil interaction', *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 63, pp. 9-48.

8. Kausel E, Whitman R V, Morray J P y Elsabee F (1978), 'The spring method for embedded foundations', *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 48, pp. 377-392.
9. MDS-CFE (1993), 'Manual de diseño por sismo', *Comisión Federal de Electricidad*, Instituto de Investigaciones Eléctricas.
10. Mita A y Luco J E (1989), 'Impedance functions and input motions for embedded square foundations', *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 4, pp. 491-503.
11. Newmark N M y Rosenblueth E (1971), *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey.
12. NTCDS-DF (1995), 'Normas técnicas complementarias para diseño por sismo', *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
13. Rosenblueth E y Reséndiz D (1988), 'Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura', *Series del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No. 509.
14. Rosenblueth E, Ordaz M, Sánchez-Sesma F J y Singh S K (1989), 'The Mexico earthquake of september 19, 1985 - Design spectra for Mexico's Federal District', *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1, pp. 273-291.
15. Rosenblueth E y Gómez R (1991), 'Comentarios a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo', *Series del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No. ES-7.
16. Sánchez-Sesma F J (1987), 'Site effects on strong ground motion', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 6, No. 2, pp. 124-132.
17. Siefferet J G y Cevaer F (1992), *Handbook of Impedance Functions. Surface Foundations*, Ouest Editions, Nantes.
18. Veletsos A S y Meek J W (1974), 'Dynamic behaviour of building-foundation systems', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, pp. 121-138.
19. Wolf J (1985), *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA

**DR. OSCAR HERNÁNDEZ BASILIO
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA

Oscar Hernández Basilio*

1. INTRODUCCION

La mampostería es uno de los materiales de construcción más antiguos, utili-zados por el hombre, la noticia más remota que se tiene de su empleo se puede leer en la Biblia, donde en el capítulo del Génesis 11-3,4 dice.....

³Un día dijeron unos a otros "Vamos a hacer ladrillos y a cocerlos en el fuego". Así, usaron ladrillos en lugar de piedra y asfalto natural en lu-gar de mezcla.⁴ Después dijeron "Vengan vamos a construir una ciudad y una torre que llegue hasta el cielo. De este modo nos haremos famosos y no tendremos que dispersarnos por la tierra -----
así dice el relato donde aparentemente se comienza a emplear las mamposte-
rías como elementos estructurales.

Grandes obras de mampostería han perdurado en el tiempo como símbolo de la grandeza de los pueblos, muestra de ello son la pirámides en Egipto, Méxi-
co, etc; o más recientemente las viviendas que tienen 500 o más años de an-tigüedad. Sin embargo, probablemente es por esta razón, que la mampostería en México se asocia generalmente a procedimientos artesanales tanto en la fa-bricación de las piezas como en los procesos constructivos. Sin embargo, si bien todavía se utilizan ampliamente mamposterías de piedra y adobe de barro o de concreto de baja resistencia, también desde hace muchos años se fabrican piezas de alta resistencia y buen control de calidad, con las cuales se han realizado obras de mampostería cada vez más atrevidas.

* Director General, Proyectos Tensión, S.A. de C.V.

Se fabrican comercialmente en México tabiques de barro extruido con resistencia de 400 kg/cm^2 o superior y bloques de concreto en los que pueden lograrse resistencias sobre área bruta superiores a los 200 kg/cm^2 .

Con materiales semejantes en zonas 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 zonas de mayor riesgo sísmico como el Suroeste de los EEUU, se han construido edificios del orden de 15 pisos con mampostería de bloque de concreto con abundante 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 dalas y castillos. El límite usual en edificios ha sido de 5 o 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 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 resis-

tencia en tensión y la fragilidad ante deformaciones en su plano que obligan al empleo de refuerzo y limitan su aplicación en zonas sísmicas.

Las recomendaciones para el diseño estructural de la mampostería han sido tradicionalmente 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.

En años recientes se han realizado estudios bastante extensos acerca de las propiedades mecánicas y el comportamiento estructural de la mampostería, la cual ha permitido la elaboración de normas de diseño mas racionales. Un ejemplo de ello son las normas para mampostería del reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

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 a cinco niveles. 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 solo 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. No 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 con el efecto de sismos.

Cuando se trata de viviendas en las que se pueda invertir en materiales comerciales, como el ladrillo, el cemento y el acero, puede obtenerse 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, reforzados 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, lo cual ha permitido la elaboración de recomendaciones específicas para el diseño y construcción de muros de mampostería en zonas sísmicas.

En este trabajo se tratará de resumir los principios del diseño sísmico de las construcciones de mampostería, partiendo del comportamiento sísmico observado y de resultados de ensayos de laboratorio; se recomendarán las formas de estructuración que se consideran más eficientes, se señalarán los defectos que más comúnmente dan lugar a fallas y se darán recomendaciones específicas de diseño. Se incluyen materiales y procedimientos constructivos muy distintos como las construcciones de adobe, las de ladrillo no reforzado, las reforzadas con dalas y castillos y las que tienen refuerzo en el interior de piezas huecas. Se analizarán también algunos nuevos procedimientos de refuerzo que pueden resultar convenientes en algunos casos y se harán algunos comentarios acerca de las formas de reparar las construcciones dañadas.

2. COMPORTAMIENTO SISMICO OBSERVADO DE CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA

Construcciones de adobe. La experiencia con este material es definitivamente negativa. La escasa resistencia en tensión del adobe y la poca adherencia que se logra en las juntas con los morteros de lodo son solo algunos de los inconvenientes. Aún con adobes de buena calidad no puede lograrse una buena liga entre los muros transversales; esto aunado al gran peso de los muros, y generalmente de los techos, hace que estos muros fallen generalmente por el efecto de fuerzas normales a su plano, ya sea por volteamiento o por fallas locales por 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.

Como recomendaciones generales para mejorar el comportamiento sísmico de estas construcciones se pueden mencionar la selección cuidadosa de los suelos con que se fabrica el adobe, su mejoramiento con fibras o con aditivos estabilizadores, la reducción de la altura de los muros al mínimo admisible para la habitabilidad de la vivienda, la subdivisión de la misma en espacios pequeños por medio de muros ligados entre sí con el mejor cuatrapeo de las piezas posible, el evitar techos muy pesados y el estructurar estos techos para que tengan rigidez en su plano.

Sin embargo, una mejora sustancial en el comportamiento sísmico solo 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. Algunos de estos procedimientos de refuerzo se describen en la ref 1.

Construcciones de mampostería no reforzada. Las construcciones de tabique o bloque de concreto sin refuerzo han tenido también un comportamiento sísmico muy deficiente ya que adolecen esencialmente de los mismos defectos que las de adobe: liga pobre y falla muy frágil. Una fuente muy frecuente de daños y colapsos es la presencia de huecos de puertas y ventanas no reforzadas, en los que la concentración de esfuerzos que se presenta en las esquinas provoca la iniciación de grietas diagonales que llevan a la falla a todo el muro. Este tipo de construcción debe evitarse en zonas sísmicas exceptuando quizás construcciones que encierren espacios pequeños y con techos ligeros.

Construcciones de mampostería confinada. Se denomina así a los muros que están rodeados en su perímetro por castillos y dadas que forman un marco que

encierra tableros relativamente pequeños, proporcionándoles una capacidad de deformación mucho mayor que la del muro no reforzado y una liga muy efectiva con los elementos adyacentes. El comportamiento observado de construcciones de este tipo hasta de varios pisos ha sido definitivamente mejor que el de la mampostería no reforzada; se cuentan con criterios para fijar la distribución de los elementos resistentes y de su refuerzo y con procedimientos para el diseño de la mampostería así reforzada. Hay que hacer notar sin embargo, 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.

Construcciones de mampostería con refuerzo interior. En años recientes se ha popularizado en diversos países un sistema constructivo que consiste en reforzar los muros de piezas huecas con barras verticales en los huecos de las piezas y horizontales en las juntas o en piezas especiales. La experiencia sobre el comportamiento sísmico de estas construcciones es más o menos amplia, hay evidencia de que con cantidades altas de refuerzo se obtiene un incremento en la resistencia con respecto a la mampostería no reforzada y un comportamiento bastante dúctil. Hay que recalcar que las cantidades de refuerzo necesarias para lograr un comportamiento adecuado son muy altas y que se requieren separaciones pequeñas tanto vertical como horizontalmente. El procedimiento tiene distintas modalidades que llegan en muros de edificios altos hasta el relleno total de los huecos de las piezas con concreto y el colado de muros delgados de concreto entre dos paños de muros de mampostería (cavity wall). La fig 1 muestra las características de algunos procedimientos de refuerzo típicos. En México, el refuerzo interior no es muy popular

(8)
debido a la dificultad de supervisión y, cuando se usa, se emplean cantidades de refuerzo mucho menores que las mínimas especificadas en otras partes, con lo cual se ha demostrado, tanto en laboratorio como en estructuras reales, que se tiene un comportamiento sísmico muy defectuoso debido a que la resistencia se deteriora rápidamente por la repetición de cargas alternadas.

Este procedimiento de refuerzo tiene la ventaja, sobre el de confinar con dalas y castillos, de que el refuerzo interior poco espaciado incrementa la resistencia y limita el agrietamiento a espesores pequeños, y de que el muro puede quedar aparente. Tiene sin embargo la desventaja de que las piezas huecas tienden a tener fallas locales por desprendimiento de sus paredes, que la liga que se obtiene entre los distintos elementos es menos efectiva y que la cantidad de refuerzo necesaria para asegurar un buen comportamiento es mayor.

En 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 eficiencia 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.

3. EVIDENCIAS EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA

El diseño de estructuras de mampostería había estado, hasta hace poco tiempo, basado en consideraciones empíricas sin aplicarle en forma racional los prin

cipios ingenieriles. Ultimamente se han efectuado análisis racionales para predecir la resistencia de mamposterías bajo diferentes sollicitaciones de carga como son flexocompresión, cargas verticales, cargas laterales, etc. Simultáneamente se han llevado a cabo multitud de ensayos para comprobar la validez de dichos análisis.

Para determinar las propiedades básicas de la mampostería, se efectúan diversos ensayos. La prueba de compresión en pilas, fig 2, se emplea para indicar la resistencia axial de compresión (f'_m) debiéndose tomar en cuenta los efectos de esbeltez cuando esta resistencia índice se extrapole a muros. El ensayo en muretes, fig 3, se emplea para determinar el esfuerzo cortante resistente en esta prueba se aplica al espécimen una carga diagonal que induce la falla, encontrándose una buena correlación entre los resultados de esta prueba y muros con características afines. En la parte correspondiente a Diseño de Estructuras de Mampostería se describe con cierto detalle la realización de dichos ensayos.

3.1 Comportamiento bajo distintas sollicitaciones

3.1.1 Flexocompresión En la fig 4 se muestra la distribución de esfuerzos supuesta para la mampostería en el caso de flexocompresión, para diferentes valores de excentricidad de la carga vertical aplicada al muro.

Se han presentado diversas teorías para calcular la resistencia en flexocompresión de muros tomando en cuenta efectos de esbeltez, la más acertada es aquella en la que se procede en la misma forma que para columnas de concreto, determinándose teóricamente diagramas de interacción carga axial-momento flexionante que como se observa en la fig 5, existe buena correlación entre teoría y resultados de laboratorio.

3:1.2 Flexión y cortante

En estructuras situadas en zonas sísmicas es ventajoso emplear muros para resistir fuerzas laterales por la gran rigidez que tienen estos elementos para cargas en su plano, sin embargo es necesario verificar que su resistencia sea compatible con dicha rigidez. Son tres las formas principales de estructurar a base de muros:

1. De carga, para soportar fuerzas verticales y horizontales, fig 6a
2. Como diafragma, estando confinados en marcos de acero o concreto que le transmiten la fuerza lateral, fig 6b
3. Muro de cortante

El primer tipo de muro es eficiente debido a la presencia de carga vertical que hace que el muro sea más resistente a las fuerzas cortantes y a los momentos de volteo producidos por el sismo.

La principal función de los muros diafragma es tomar la fuerza horizontal que le trasmite el sistema de marcos, que toman las cargas verticales; el muro funciona entonces como un puntal de compresión.

Los muros de cortante, aislados de la estructura de marcos, se construyen de concreto reforzado debido a que la baja carga vertical los hace relativamente críticos, raramente se hacen de mampostería.

Para el diseño sísmico no solo interesa la resistencia de la estructura ante carga lateral sino que también es necesario conocer la capacidad de la misma para absorber la energía introducida por el sismo y amortiguar el movimiento inducido; así como también la alteración de estas propiedades con la periodicidad de la fuerza horizontal.

Las propiedades de rigidez y resistencia pueden calcularse en muros ensayados en carga estática y en ciertos casos en especímenes más pequeños; para tener una idea de la capacidad de amortiguamiento y deterioro de la mampostería, es necesario efectuar pruebas dinámicas cíclicas.

Por lo general en la mampostería se presentan dos tipos de falla: flexión y cortante. La falla por flexión se alcanza cuando fluye el refuerzo vertical con el que se refuerza el muro; la resistencia ante esta sollicitación puede calcularse fácilmente suponiendo un bloque equivalente en compresión en un extremo y que el acero de refuerzo en el otro extremo del muro está fluyendo.

Para alcanzar la falla por cortante es necesario que primeramente no se alcance la de flexión; es decir, solo se obtiene aquella cuando existe abundante refuerzo vertical y/o mucha carga axial o se trata de muros de gran longitud.

Hasta 1965 la mayoría de los ensayos que se realizaban para determinar las características de las mamposterías eran estáticos; de lo observado en los últimos sismos, ha sido evidente que los resultados de esos ensayos monotónicos son de valor limitado para diseño sísmico, por lo que actualmente los procedimientos de diseño que proponen los diversos reglamentos están basados en resultados obtenidos de pruebas ante cargas laterales alternadas, aún cuando no de carácter dinámico. Esto último no parece ser una limitante porque se ha observado que los resultados de ensayos dinámicos proporcionan valores más grandes a los obtenidos bajo cargas laterales alternadas pseudostáticas, lo que se explica porque las mamposterías son muy rígidas y su velocidad de respuesta ante las excitaciones es baja.

La experiencia a mostrado que las principales variables que influyen en el comportamiento de las mamposterías son: tipo de pieza y mortero; confinamiento; cuantía y disposición del refuerzo; relación altura a longitud; la carga vertical sobre el muro y en ciertos caso el aplanado que se coloca en una o en ambas caras del mismo.

Se puede alcanzar gran capacidad de deformación para valores altos de la relación altura a longitud, bajas cargas axiales y poca cantidad de refuerzo vertical en los extremos del muro. Reduciendo la relación de aspecto del muro, aumentando la carga axial y el acero de refuerzo en los extremos se alcanzan fallas de tipo frágil por cortante a través de grietas diagonales que pueden correr por la juntas de mortero o atravesar las piezas y juntas (tensión diagonal); este último tipo de falla por cortante es indicativo de la máxima capacidad de la mampostería, porque el primero solo indica que se tiene un mortero de baja calidad.

Tanto para flexión como por cortante, el comportamiento observado ante alternaciones de carga puede resumirse en la siguiente forma; para niveles bajos de carga el comportamiento es prácticamente lineal, una vez que se agrieta el muro, tanto para flexión como para cortante, se observa que para un mismo nivel de deformación se tiene un decremento en la resistencia ante alternaciones de carga, siendo mayor para el casos de cortante; también se diferencía la forma de los ciclos histeréticos, ya que para cuando predomina la flexión estos encierran un área mucho mayor que para el caso de cortante. Al incrementar la carga, nuevamente se presenta el fenómeno antes mencionado, hasta que finalmente se llega al colapso para deformaciones pequeñas en el caso de cortante o grandes en el caso de flexión; en las figs 9a y 9b se muestra esquemáticamente el comportamiento antes descrito.

A pesar de ser la falla por cortante la menos deseada porque desarrolla menor capacidad de disipación de energía, es la que más comúnmente se tiene presente en la realidad durante un sismo.

En ambos tipos de fallas, flexión o cortante, se presentan aplastamientos y desprendimientos locales en los extremos de los muros para etapas cercanas a la falla, dichos aplastamientos son debidos a la gran expansión lateral que tiene el mortero para altos niveles de esfuerzo, lo que produce tensiones en las piezas. En diversos países se evita lo anterior colocando placas de acero perforadas en los extremos de los muros en las dos o tres hileras inferiores y superiores, ref 2, esto resultaría impráctico en nuestro medio, una solución no tan eficiente pero que ha dado muy buenos resultados, aún en mamposterías de piezas huecas, es colocar varilla corrugada de pequeño diámetro ($5/32''$) en las juntas de mortero, este refuerzo también ha probado ser efectivo para resistir fuerza cortante una vez que el muro se agrieta.

En una serie de ensayos estáticos y dinámicos realizados por William y Scrivener, ref 3, en las cuales aplicaron ciclos a diversos niveles de carga y frecuencias, encontraron que en aquellos muros probados estáticamente y que fallaban por cortante, presentaban la misma degradación de carga que aquellos ensayados bajo condiciones dinámicas; sin embargo, en aquellos que fallaron por flexión, los ensayos dinámicamente se comportaron menos satisfactoriamente que los estáticos equivalentes. Esto último es debido por el movimiento violento en el caso dinámico se pierde más rápidamente el material que confina el acero, permitiendo el pandeo y reduciendo la capacidad del muro a flexión; no es el caso de cortante donde la resistencia está básicamente proporcionada por la mampostería.

También se ha observado que es más eficiente para soportar fuerzas cortantes el refuerzo horizontal colocado en las juntas y distribuido en forma uniforme en la altura del muro, que el vertical colocado en los extremos o en el interior de las piezas huecas.

Cuando la mampostería se coloca en el interior de un marco robusto de acero o concreto, se pueden seguir dos caminos:

1. Aislar la mampostería del marco para que aquella no soporte cargas
2. Hacer que trabaje la mampostería al colocarla con contacto con el marco perimetral.

El primer aspecto es muy difícil de realizar además de costoso; en el segundo caso se tiene un gran incremento de la rigidez lateral del sistema y de su resistencia. Ensayes realizados demuestran que es posible tener comportamiento dúctil cuando las columnas tienen refuerzo suficiente por cortante para permitir que desarrollen su momento de fluencia. El refuerzo horizontal colocado entre las juntas de mortero ayuda a repartir mejor la fuerza cortante en toda la altura del muro evitando que se concentre en sus extremos superior e inferior.

3.2 Evidencia experimental realizada en México

En la ref 4 se compila la información experimental que se tenía en México hasta 1972 aproximadamente.

Para carga lateral estática se efectúan dos tipos de pruebas; el denominado en voladizo, fig 7a, donde se presentan momentos flexionantes que pueden llegar a ser críticos; y el ensaye de compresión diagonal, fig 7b donde sólo se inducen deformaciones por cortante. El efecto de pisos superiores se

representa con carga vertical.

La primera forma de ensaye trata de ser representativa de los muros de carga; mientras que para cuando se tiene un marco confinante, el ensaye de compresión diagonal intenta reproducir a un muro diafragma.

Para cargas laterales dinámicas y alternadas también se efectúan las mismas formas de ensaye.

En las figs 8 y 9 se muestran diversas curvas cargas-deformación angular para diferentes formas de ensaye y en la fig 10 la forma típica de falla.

Se tienen en general tres formas de agrietamiento: la debida a flexión se caracteriza porque es una grieta sobre una junta del mortero cerca de la base del muro; la falla por cortante corre alternadamente por las juntas verticales y horizontales y la falla por tensión diagonal atraviesa indistintamente piezas y mortero.

La presencia de alguno de estos tipos depende principalmente de las características de la mampostería así como también de la sollicitación de carga.

En el muro en voladizo la falla se inicia por agrietamiento en la base, presentándose después una falla por agrietamiento diagonal al aumentar las deformaciones. El tener carga vertical aumentará apreciablemente la carga de primer agrietamiento y tiende a llevar a un tipo de falla por tensión diagonal, disminuyendo la ductilidad del muro. El agrietamiento por flexión se reduce también al aumentar el acero de refuerzo en los extremos del muro. El refuerzo interior puede aumentar la resistencia máxima pero no sustancialmente la de agrietamiento.

Para muros en compresión diagonal se presentan fallas de cortante o de ten-

sión diagonal y esto depende de las características de la mampostería; aquí también la carga vertical incrementa la resistencia al agrietamiento y la máxima, pero también la deformabilidad del muro; el acero interior aumenta ligeramente la carga resistente al agrietamiento pero disminuye la deformación correspondiente, aumentando la carga máxima y la deformabilidad post-agrietamiento. El aplanado del muro contribuye en forma importante a la resistencia del mismo. Se ha visto que el confinamiento exterior del muro no influye apreciablemente en la resistencia al agrietamiento, pero sí en la resistencia y ductilidad a la falla.

La presencia de agrietamiento no implica necesariamente la falla del muro sino que esta depende del confinamiento, refuerzo exterior e interior, que este tenga y que puede hacer que el muro resista cargas mayores a la de agrietamiento.

Desde el punto de vista práctico si se refuerza convenientemente los extremos del muro, el problema de flexión desaparece y puede considerarse que la principal sollicitación es una carga diagonal de compresión equivalente, a la que se añade la carga vertical proveniente de pisos superiores.

Los estudios bajo cargas dinámicas y alternadas son bastante complejos; en la fig 11 se muestran las características de respuesta que más nos interesan del muro siendo estas: la capacidad de energía, capacidad de disipación de energía, el factor de ductilidad y el deterioro del muro, el cual se define como la pérdida de rigidez y resistencia debida a la alternación de carga, fig 12.

Para cargas alternadas el deterioro del muro es pequeño cuando se tienen deformaciones angulares menores a la del agrietamiento y después de éste el deterioro depende de la resistencia del marco confinante. El material hue

co es mas sensible al deterioro que una maciza, y es diferente la intensidad del deterioro si la falla es por flexión (dúctil) a que si es por cortante o por tensión diagonal (frágil) siendo mayor en los últimos casos. La carga vertical reduce apreciablemente el deterioro. El deterioro mayor se tiene al pasar al segundo ciclo de carga después del cual permanece casi inalterado.

En la ref 3 se estudió el comportamiento de muros bajo cargas ciclicas dinámicas observándose que el mismo comportamiento que un muro tiene para cargas alternadas se presenta para cargas dinámicas con excepción de la prueba en voladizo sin carga vertical (la de más flexibilidad), en la cual la prueba dinámicas muestra gran deterioro del muro, pero este caso tiene poca importancia desde el punto de vista práctico para una mampostería.

Se realizó recientemente un estudio para tratar de obtener procedimientos económicos para mejorar el comportamiento sísmico de la mampostería de piezas huecas con refuerzo interior (ref 5).

Se estudiaron diversas distribuciones de refuerzo (fig 13) que permitiesen mantener la capacidad de carga del muro después del agrietamiento sin que se viese disminuida por repeticiones de cargas alternadas.

Se encontró que la adición de barras de refuerzo de pequeño diámetro (4mm) 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 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 agrieta diagonalmente.

4. REGLAMENTACION SOBRE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

Desde tiempo Inmemorial se ha tratado de implantar reglamentos de diseño que aseguren buen comportamiento estructural. Del primer reglamento que se tiene evidencia es el que se contempla dentro del Código de Hamurabi, decretado por el Rey de Babilonia, Hamurabi, en el siglo 20 A.C.. En ese código se contemplan diversos tipos de leyes: civiles, penales, técnicas, etc. Dentro de lo relacionado con el aspecto construcción, el código mencionado establece que si por causa adjudicable al constructor se daña la propiedad, aquel tendrá que pagar la reparación del inmueble; si un esclavo muere por la falla de la construcción, el constructor deberá sustituir el esclavo al dueño de la vivienda; si muere un hijo del propietario por la misma razón se tendrá que matar a un hijo del constructor.....; si muere el propietario, se debe dar muerte al constructor-----, con normas como las anteriores seguramente en nuestro tiempo serían muy pocos los que se dedicarían al diseño y construcción de estructuras.

Afortunadamente los avances de la tecnología han hecho que ahora los reglamentos equilibren los principales aspectos de una construcción: seguridad y economía .

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, ref 6, incluye un capítulo sobre diseño y construcción de estructuras de mampostería, el cual ha sido modificado sustancialmente con respecto a la versión anterior y trata en detalle los requisitos para diseño sísmico.

Uno de los problemas que se enfrentan al elaborar recomendaciones de diseño

para mampostería es la gran variedad de materiales de distintas formas y propiedades que se tiene que cubrir. Si se establecen requisitos generales, hay que fijar criterios comunes para determinar los esfuerzos básicos resistentes de la mampostería (principalmente resistencia en compresión y en cortantes). Con este fin en el reglamento se establecen procedimientos de ensaye relativamente simples para determinar dichas propiedades cuando no se tenga información previa acerca de los materiales en cuestión y se proporcionan, además, valores específicos para los materiales de empleo más común para los cuales se cuenta con un número suficiente de determinaciones; los esfuerzos propuestos representan valores característicos, o mínimos probables, del esfuerzo de falla, determinados con el criterio de que la probabilidad de que no sean alcanzados por los materiales empleados en la estructura sea muy pequeña. Dichos esfuerzos corresponden a la resistencia de la mampostería sin refuerzo. Se considera que la presencia de castillos y dalas incrementa solo ligeramente la resistencia a compresión y a cortantes. El refuerzo interior sí proporciona un aumento apreciable de la resistencia con respecto a la mampostería no reforzada; dicho incremento solo puede determinarse en forma confiable mediante ensayos a escala natural de muros con la misma disposición de refuerzo que se va a emplear en la construcción. En forma conservadora el reglamento permite que los esfuerzos resistentes para la mampostería no reforzada se incrementen en 50% cuando se emplee las cuantías y distribuciones de refuerzo interior especificadas por el reglamento que se describirán más adelante.

Las normas para mampostería del nuevo reglamento especifican dos modalidades para el refuerzo de la mampostería; la que se denomina mampostería confinada es la usual con castillos y dalas para los cuales se fijan separaciones y re-

quisitos de refuerzo similares a los del reglamento anterior. En el otro procedimiento, denominado mampostería con refuerzo interior, se coloca refuerzo vertical en el interior de los huecos de las piezas y refuerzo horizontal en piezas que permitan colocar varillas en las juntas y proporcionarles el recubrimiento necesario para que puedan transmitirse los esfuerzos de adherencia. Las normas admiten también construcciones de mampostería sin refuerzo; sin embargo, exigen que se diseñen con factores de seguridad muy altos, lo cual hace que solo para construcciones de un nivel con alta densidad de muros y techos ligeros, resulte económicamente factible construir muros sin refuerzo.

El reglamento incluye dos procedimientos de diseño con distinto nivel de refinamiento. El método simplificado es aplicable a la mayoría de construcciones para vivienda que cumplen con requisitos no muy estrictos en cuanto a densidad de muros, altura máxima de muros y ausencia de grandes excentricidades de las cargas. El método detallado de diseño es aplicable cuando no se cumplan las condiciones impuestas para el empleo del método simplificado o cuando se quiera obtener un diseño más refinado. Ambos procedimientos están planteados en un formato de diseño por resistencia que es el adoptado en general por el reglamento (hay que revisar que el efecto de las cargas de trabajo multiplicado por un factor de carga, F_C , no exceda de la resistencia calculada multiplicada por un factor de reducción de resistencia, F_R). La conversión a un formato de esfuerzos admisibles es casi inmediata si se agrupan los factores parciales de seguridad en uno solo que afecta al esfuerzo resistente.

La carga vertical resistente se calcula con $P_R = F_R F_C f_m^* A_T$, en que A_T es el área transversal bruta del muro, f_m^* el esfuerzo resistente en compresión y F_E un factor correctivo por la esbeltez del muro y por la excentricidad de la carga para el cual se dan valores fijos en el método simplificado y un procedimiento para su determinación en el método general en función de la esbeltez y excentricidad calculadas. El factor de reducción F_R vale 0.6 para muros reforzados y 0.3 para no reforzados.

El cálculo de la resistencia a cargas laterales está ligada a los métodos de diseño sísmico especificados por el reglamento. Para la mayoría de las construcciones de mampostería es aplicable un método simplificado de diseño sísmico que permite encontrar en forma muy directa las fuerzas laterales para las que hay que diseñar los muros. Se especifican en este método simplificado fuerzas actuantes mayores para muros de piezas huecas que para muros de piezas macizas debido a la diferente ductilidad y deterioro que se tiene en los dos casos. Los requisitos que, según el reglamento, debe cumplir la mampostería confinada en lo que respecta a ubicación de los castillos y dadas y a la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal en ellos, se presentan en el manual sobre Diseño de Estructuras de Mampostería. Los requisitos para la mampostería con refuerzo interior, fijan la cantidad total de refuerzo en 0.002 veces el área del muro y su separación máxima en 90 cm.

Para la determinación de fuerza cortante que resiste el muro se especifica en el método simplificado

$$V_R = 0.7 F_R v^* A_T$$

en que v^* es el esfuerzo resistente en cortante y F_R el factor de reducción que debe tomarse como 0.6 para muros confinados o con refuerzo interior y

y 0.3 para muros no reforzados o cuyo refuerzo no cumple con los requisitos mínimos especificados. En el método detallado se especifica una expresión más refinada que toma en cuenta el efecto de la carga axial, en la resistencia al cortante.

Además de la resistencia a fuerza cortante es necesario revisar la resistencia a momento flexionante debido a las cargas laterales, para lo cual puede llegar a necesitarse refuerzo especial en los extremos del muro; en este caso la resistencia se puede calcular con los procedimientos que se emplean para concreto reforzado.

Todo lo anterior se puede ver con más detalle en el manual sobre diseño de estructuras de mampostería⁽⁶⁾.

5. OTROS TOPICOS SOBRE MAMPOSTERIA

5.1 Recomendaciones generales sobre la estructuración de construcciones de mampostería

Las recomendaciones siguientes se refieren a la estructuración de las construcciones, a los materiales y el 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 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; esto debe 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, las cuales empujan directamente sobre los muros transversales y provocan fuerzas importantes perpendiculares a los planos de dichos muros, causando frecuentemente su falla por volteamiento. El contraventeo 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 en su plano ocurre con frecuencia en bardas y muros pesados no restringidos en su extremo superior. Es importantes 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 solo 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 esto propicia fallas frágiles y deterioros graves y muy rápidos.

5.2 Nuevas formas constructivas para la mampostería

Se han desarrollado recientemente, o están en la etapa de desarrollo, nuevas técnicas para la construcción y refuerzo de los muros que presentan algunas ventajas sobre las tradicionales. En algunos casos se trata de sistemas radicalmente diferentes a los usuales, en otros, de pequeñas modificaciones que pretenden mejorar el comportamiento estructural de los muros. Algunas de las alternativas más interesantes se describen a continuación.

Refuerzos especiales en la mampostería convencional. Con el fin de mejorar la ductilidad de los muros y reducir el deterioro de su rigidez y resistencia ante el efecto de cargas alternadas se están estudiando detalles de refuerzo aplicables ya sea a muros confinados con castillos o a muros con refuerzo interior o a ambos.

La adición de barras de refuerzo de pequeño diámetro ($\phi = 4\text{mm}$) y de alta resistencia 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 coloque este refuerzo en las juntas, resulta muy conveniente que los castillos tengan refuerzo especial en sus extremos para evitar su falla por cortantes después de que el muro se

agrieta diagonalmente. La fig 13 muestra una forma en que puede proporcionarse este refuerzo. (25)

En muros con refuerzo interior también resulta muy conveniente confinar el refuerzo vertical en los extremos de los muros, ligando por medio de estribos, placas o mallas, como se muestra también en la fig 13.

Mampostería con junta seca y con refuerzo en las caras exteriores. La mampostería con junta seca consiste en colocar las piezas sin mortero en las juntas, formando el muro por la simple sobreposición de las piezas. La ligadura estructural del muro puede lograrse mediante el empleo de piezas machihembradas en las que se produzca un anclaje mecánico de las piezas, o mediante un aplanchado en las dos caras del muro que proporcione continuidad al conjunto. La principal ventaja que se aduce para estos procedimientos es la rapidez de la construcción.

En lo que respecta al comportamiento sísmico para la mampostería de piezas machihembradas no se cuenta con información experimental. Para asegurar que se desarrolle la trabazón mecánica parece necesario que los muros estén confinados por dalas y castillos, lo cual elimina en parte las ventajas de la rapidez de construcción. En este procedimiento se requiere que las piezas tengan dimensiones muy uniformes para poder construir el muro a plomo y a nivel sin la ayuda de las juntas de mortero que absorben las diferencias geométricas. Se requiere además que las piezas tengan buena estabilidad volumétrica. Se han empleado para este procedimiento piezas de suelo-cemento, de concreto ligero y de barro macizas o huecas. En la fig 14 se muestran algunas de las formas propuestas. Las piezas huecas machihembradas permiten la colocación de refuerzo en los huecos verticales, lo cual aunado a la trabazón mecánica de las piezas posiblemente dé lugar a un sistema constructivo conve-

niente en zonas sísmicas. Se requiere, sin embargo, estudios adicionales para encontrar las formas, materiales y procedimientos constructivos convenientes para las piezas y para comprobar experimentalmente el comportamiento sísmico. Desde el punto de vista del comportamiento sísmico parece conveniente, y amerita estudio, el empleo de piezas machihembradas con junta de mortero, con lo cual al anclaje mecánico de las piezas se suma a la adherencia del mortero para mejorar la resistencia al cortante.

Recientemente se ha introducido comercialmente un mortero a base de cemento, aditivos que proporcionan alta adhesividad y fibra de vidrio, el cual colocado como aplanado en muros con junta seca, les proporciona una alta resistencia en tensión. Se han realizado diversos ensayos (ref 7) para estudiar el comportamiento estructural de este material, aplicado principalmente a muros de bloque de concreto. Se ha observado que, con respecto a la de un muro del mismo material junteado con mortero, la resistencia a carga axial de los muros así contruidos es ligeramente menor, la resistencia a cargas normales al plano del muro es varias veces superior, la resistencia a fuerza cortante es ligeramente mayor y la ductilidad es mayor para las mismas condiciones de confinamiento. 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 a dos niveles. El costo del producto, patentado, para el aplanado es relativamente alto; sin embargo, se requieren espesores muy pequeños para los aplanados (3mm). Se afirma que el costo total es competitivo con el de un muro convencional con aplanado de yeso en ambas caras.

Parece prometedor el estudio del empleo de otros materiales para proporcionar al muro continuidad y resistencia en tensión por medio de un aplanado, aplicado ya sea a las piezas colocadas con mortero o con junta seca. El uso de fibras minerales o vegetales (henequén, bambú, etc) más económicas que las de

vidrio y la sustitución del cemento por el azufre son alternativas que se han sugerido pero que no han sido suficientemente estudiadas.

Un procedimiento de este tipo 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 empleado esencialmente para refuerzo de muros agrietados.

Mampostería con morteros de alta adherencia. Cuando se emplean piezas de buena calidad (tabiques extruidos y bloque de concreto tipo pesado) la resistencia al cortante del muro está regida por la adherencia entre el mortero y las piezas en las juntas; si se mejora dicha adherencia se puede alcanzar la máxima resistencia del muro que está regida por la falla en tensión de las piezas.

Se han estudiado diversos aditivos para el mortero a base principalmente de resinas epóxicas y se han obtenido incrementos muy sustanciales en la adherencia. En algunos países estos morteros de alta adherencia se producen comercialmente, pero su empleo aumenta radicalmente el costo de los muros.

Mampostería postensada. La capacidad de carga de muros de mampostería está limitada por su baja resistencia a esfuerzos de tensión producidos por flexión o fuerzas cortantes. La resistencia a estos efectos puede mejorarse sustancialmente si se introducen en los muros esfuerzos de compresión mediante técnicas de postensado. Aunque el postensado reduce la capacidad útil de los muros a carga axial, esta rara vez es crítica en zonas sísmicas y normalmente son mucho más importante las ventajas que el presfuerzo proporciona,

que son las siguientes: se evita el agrietamiento por flexión en muros, se incrementa la resistencia a fuerza cortante porque se reducen los esfuerzos de 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 procedimiento.

Algunos ensayos realizados en el Instituto de Ingeniería, ref 8, 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, que deben evitarse los sistemas de anclaje a base de cuñas y que resulta conveniente el empleo de un sistema de postensado como el mostrado en la fig 15 en el que los cables pueden tensarse en etapas de acuerdo con el proceso constructivo, reduciendo así, o eliminando, las pérdidas de presfuerzo.

5.3 Reparación y refuerzo de la mampostería

Cuando una construcción ha sufrido daño por efecto de un sismo no es suficiente normalmente con repararla (reintegrar su resistencia original) sino que es necesario reforzarla, o sea incrementar su resistencia con respecto a la que tenía antes de la ocurrencia del daño, para que este no ocurra nuevamente si se presenta la misma sollicitación.

Los procedimientos de refuerzo implican casi siempre una restructuración de la construcción mediante la adición de nuevos elementos resistentes, o la rigidización, el confinamiento, el anclaje y el refuerzo de los elementos existentes. En general hay que hacer que la estructura cumpla con los requisitos descritos en los capítulos anteriores. El refuerzo de construcciones de mampostería implica operaciones bastante laboriosas como el colado de dalas y cas

do actual de conocimientos acerca del diseño de mampostería ante diversas sollicitaciones de carga ha avanzado notablemente.

Para el caso de flexocompresión se pueden elaborar diagramas de interacción que se ha visto experimentalmente dan valores acertados del comportamiento de la mampostería.

Las estructuras rígidas, como las mamposterías, son más sensibles a los efectos producidos por un sismo; sin embargo, el criterio elástico que se ha estado empleando y que consiste en diseñar la mampostería para que resista un sismo intenso sin que esta sufra daño es irracional. La tendencia actual del diseño sísmico de mamposterías debe ser el diseñar la estructura para soportar sin sufrir daño en sismo moderado y resistir sin llegar al colapso para un movimiento intenso aprovechando así el comportamiento inelástico de la mampostería reforzada.

Para este criterio de diseño las estructuras dúctiles son las más adecuadas; se puede diseñar una mampostería suficientemente dúctil después de agrietamiento suponiendo al muro como un voladizo y diseñado como viga mediante una teoría de resistencia última similar a la del concreto reforzado, asegurando al mismo tiempo que no se exceda de la resistencia al corte o tensión diagonal de la mampostería. Es implícito que se tendría que limitar la cantidad de acero de refuerzo para evitar una falla frágil al igual que en flexión en concreto.

Una vez reforzado convenientemente por flexión, un muro debe ser capaz de resistir la fuerza cortante con muy poco daño siendo ahora representativo el estado de compresión diagonal. Por este estado de carga se pretende que de la prueba en muretes se obtenga el índice de resistencia de la mampostería que forma al muro hasta el agrietamiento; asimismo se puede valuar el

efecto de la carga vertical del refuerzo interior, y en forma indirecta la contribución del aplanado en el muro.

Es conveniente que los reglamentos de construcción contemplen la idea de que la mampostería convenientemente reforzada tiene comportamiento inelástico, con la finalidad de aumentar el factor de reducción por ductilidad de este tipo de estructuras; esto porque el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es más estricto que el anterior en cuanto a los requisitos de diseño sísmico para construcciones de mampostería. Las fuerzas sísmicas de diseño se hacen depender de la ductilidad de los sistemas estructurales y, como los distintos sistemas a base de muros de mampostería tradicionales son poco dúctiles, deben diseñarse para fuerzas mucho mayores que las que corresponden, por ejemplo, a una estructura a base de marcos de concreto. Las fuerzas de diseño que se especifican en la nueva versión son en algunos casos hasta dos veces mayores que los que se empleaban con el reglamento anterior. Por otra parte, los esfuerzos resistentes de diseño que se han deducido de la información experimental, son más bajos para algunos materiales que los que se emplean usualmente.

Lo anterior va a hacer más crítica la construcción de edificios de varios niveles a base de muros de mampostería, obligando a proyectos con una mayor densidad de muros, al empleo de materiales de resistencia mayor y más controlada y a procedimientos de refuerzo que proporcionen mayor resistencia y ductilidad. Con estas precauciones se considera que es posible seguir construyendo, en forma segura y económica, edificios de habitación a base de muros de carga de mampostería ya sea confinada o reforzada interiormente.

Un problema de la construcción en mampostería muy distinto a los tratados hasta aquí es el de la vivienda rural. La mayor parte de daños materiales y pérdi-

das de vidas a raíz de temblores se debe al colapso de construcciones de vivienda de bajo costo. En estas construcciones se emplean materiales de baja resistencia o que se deterioran rápidamente con el tiempo. Se usan además -- procedimientos constructivos que no permiten una buena liga de los muros entre sí y con el techo. Afortunadamente, también a este problema se le ha encontrado solución favorable (ver ref 1).

REFERENCIAS

1. Hernández, O. et.al. "Refuerzo de vivienda rural en zonas sísmicas. Estudios experimentales", Instituto de Ingeniería, UNAM, en prensa (1981)
2. Priestley, H., Bridgemen, D.O, "Seismic resistance of brick masonry walls", Bulletin New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol 7, No 4 (dic 1974)
3. William, D., Scrivener, J., "Response of reinforced masonry shear walls to static and dynamic cyclic loading", Proc. 5WCEE. Roma (jun 1973).
4. Meli, R., "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe No 352 (abril 1975)
5. Hernández, O. y Meli, R., "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 382 (dic 1976)
6. "Diseño y construcción de estructuras de mampostería, normas técnicas complementarias del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal". Instituto de Ingeniería UNAM, Informe 403 (jul 1977)
7. Hernández, O., "Mampostería de bloque unida con mortero a base de fibra de vidrio. Comportamiento y diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 394 (jun 1977)
8. Hernández, O. y Aguilar, H., "Deformaciones diferidas en mamposterías postensadas. Recomendaciones preliminares de diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM, en prensa (1981)

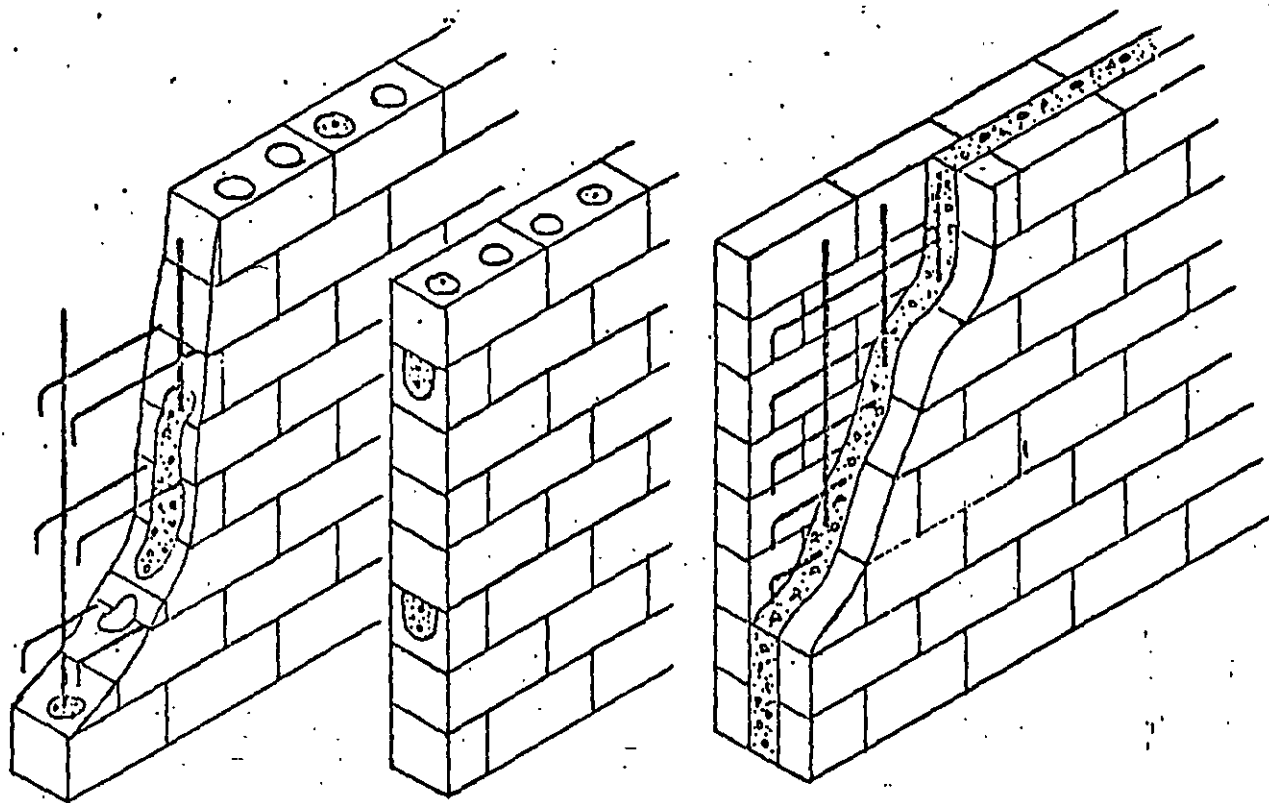


Fig1 Diferentes formas de colocar refuerzo interior

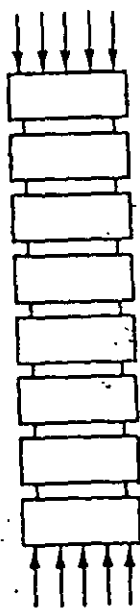


Fig 2 Ensayo de compresión en pila

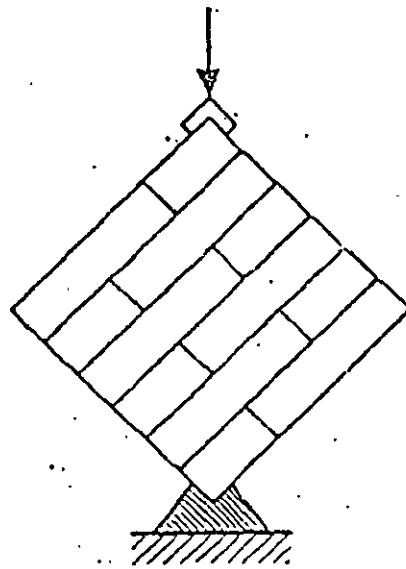


Fig 3 Ensayo de compresión diagonal

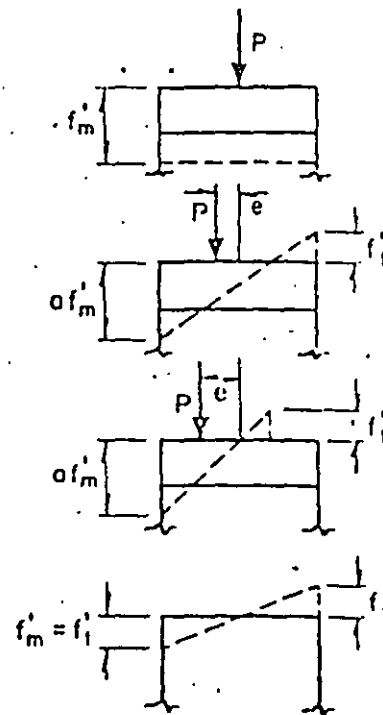


Fig 4 Distintas distribuciones de esfuerzos para carga axial y flexión

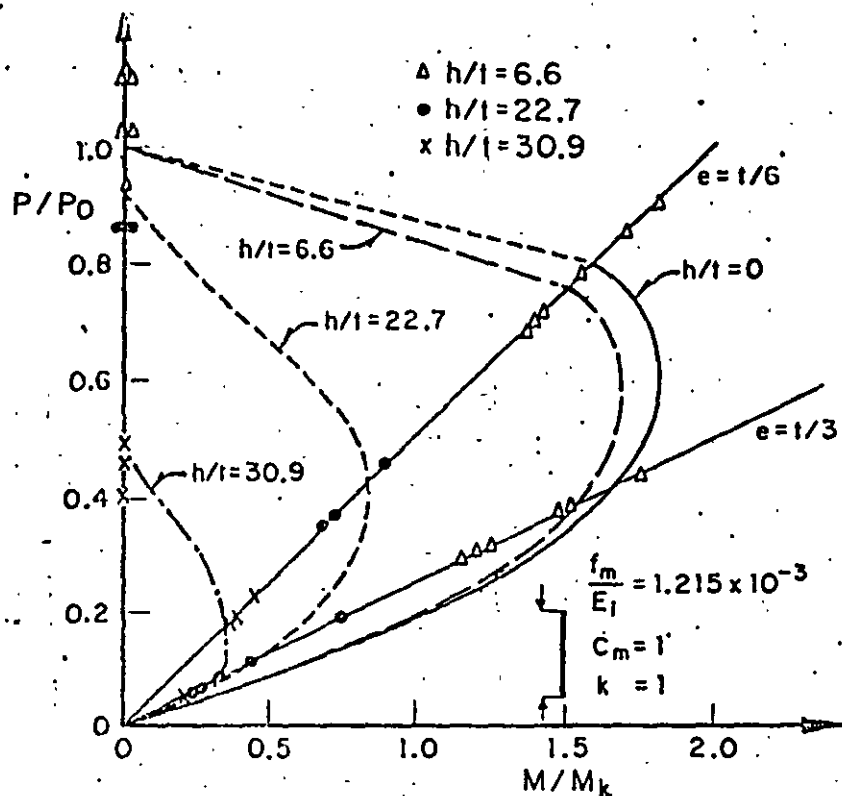
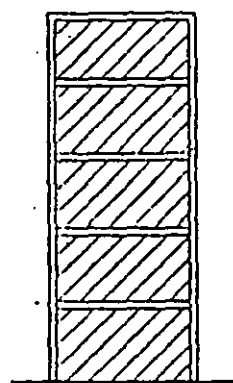
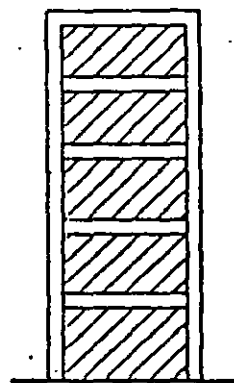


Fig 5 Diagrama de interacción en flexocompresión. Efecto de la relación de esbeltez

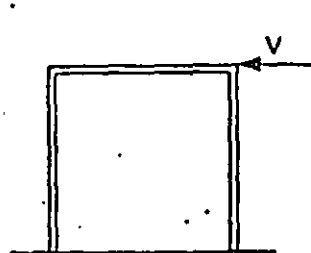


a) de carga

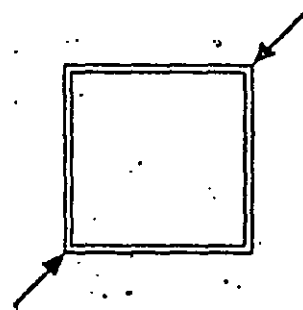


b) diafragma

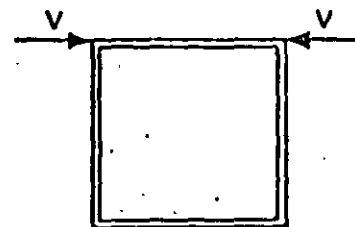
Fig 6 Estructuración a base de muros



a) en voladizo



b) compresión diagonal



c) cargas alternadas

Fig 7 Diversas formas de ensayos de muros.

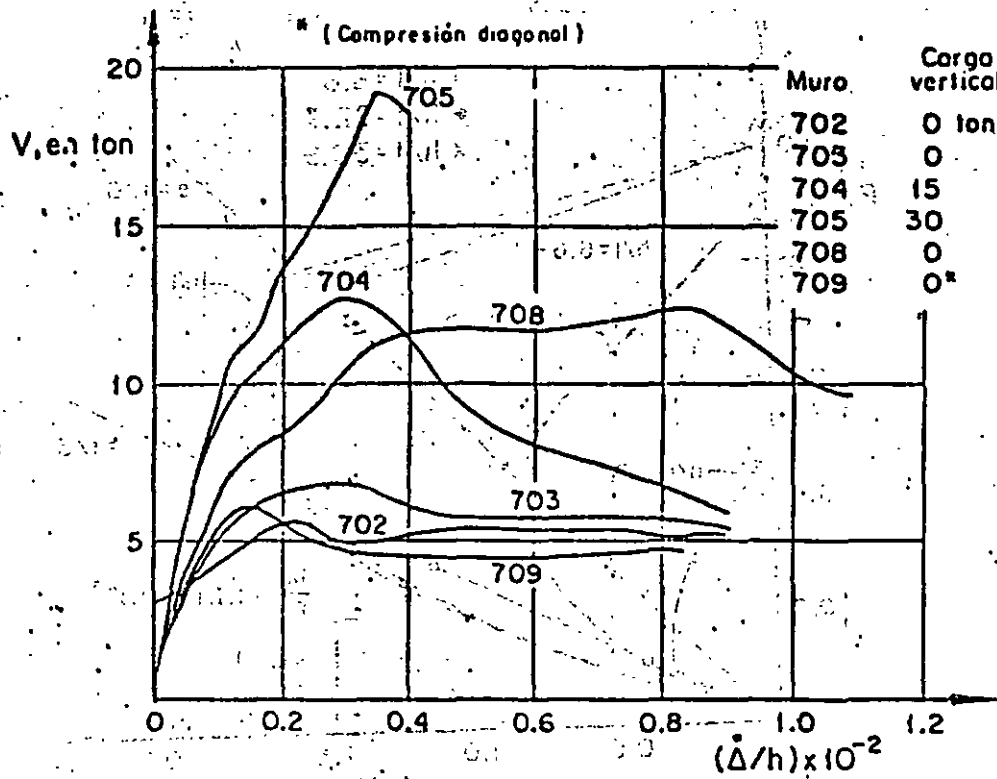
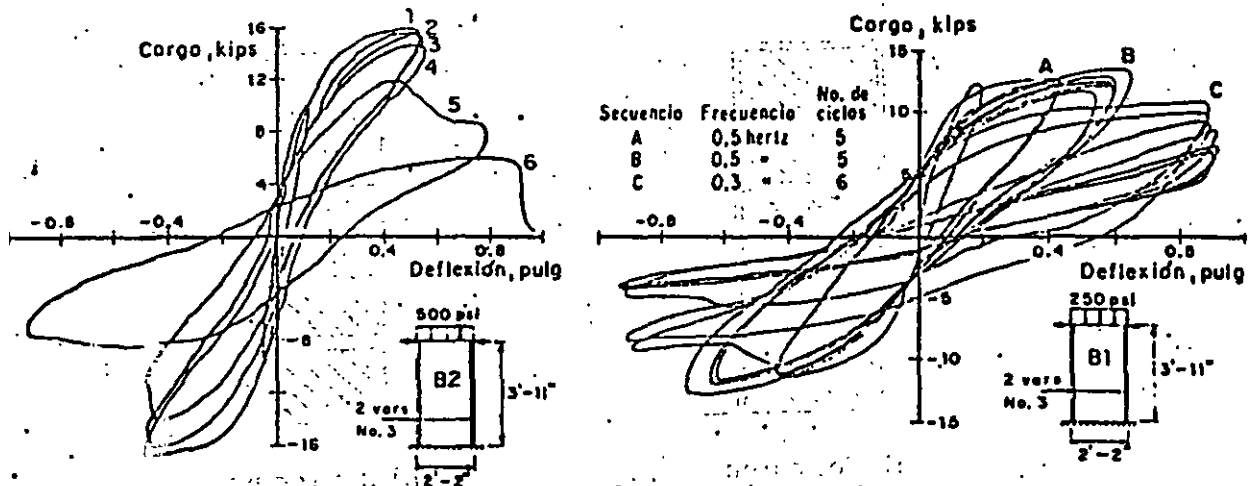


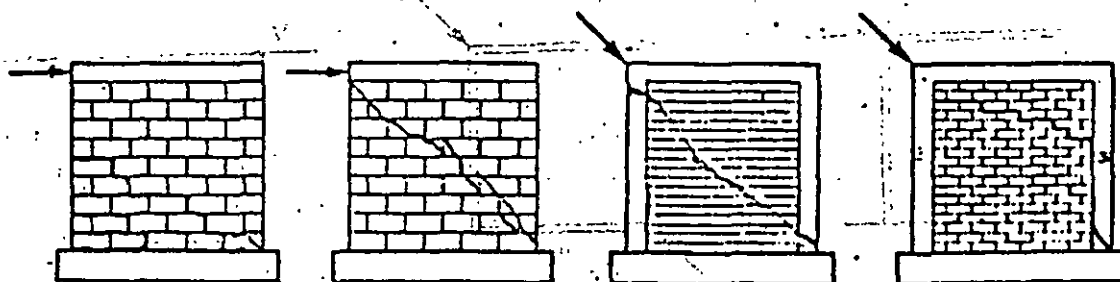
Fig 8 Ensayos a carga estática



a) Cargas alternadas

b) Cargas dinámicas

Fig 9 Curvas carga deformación



a) Flexión

b) Tensión diagonal (refuerzo interior)

c) Tensión diagonal

d) Cortante

Fig 10 Fallos típicos de muros

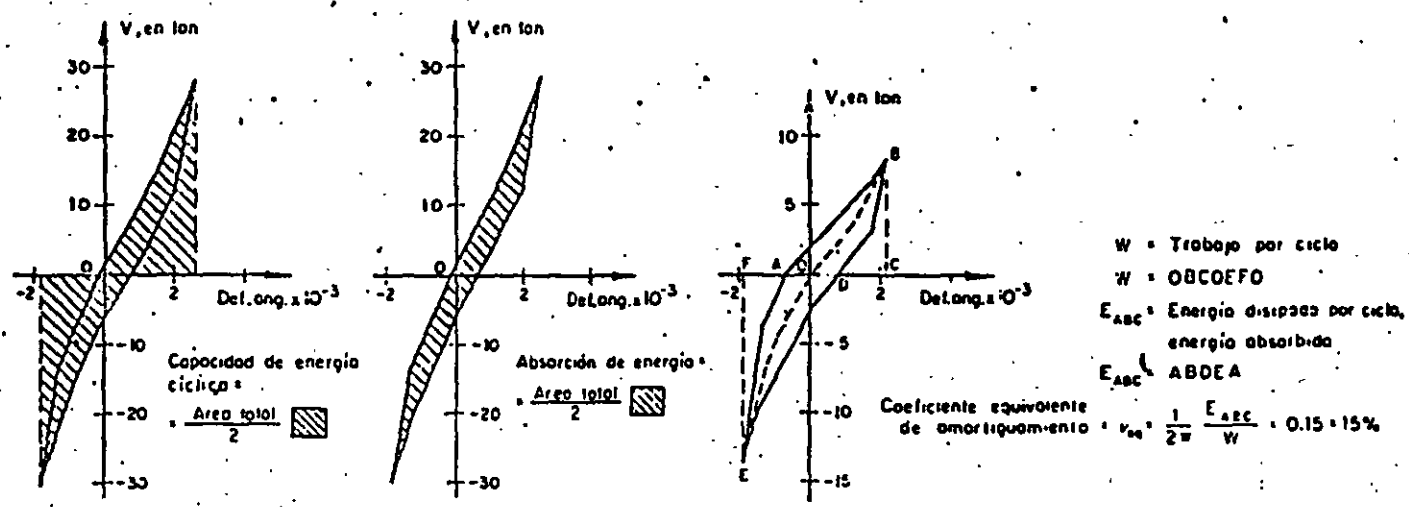


Fig. II Propiedades de muros de mampostería ante alternación de cargas

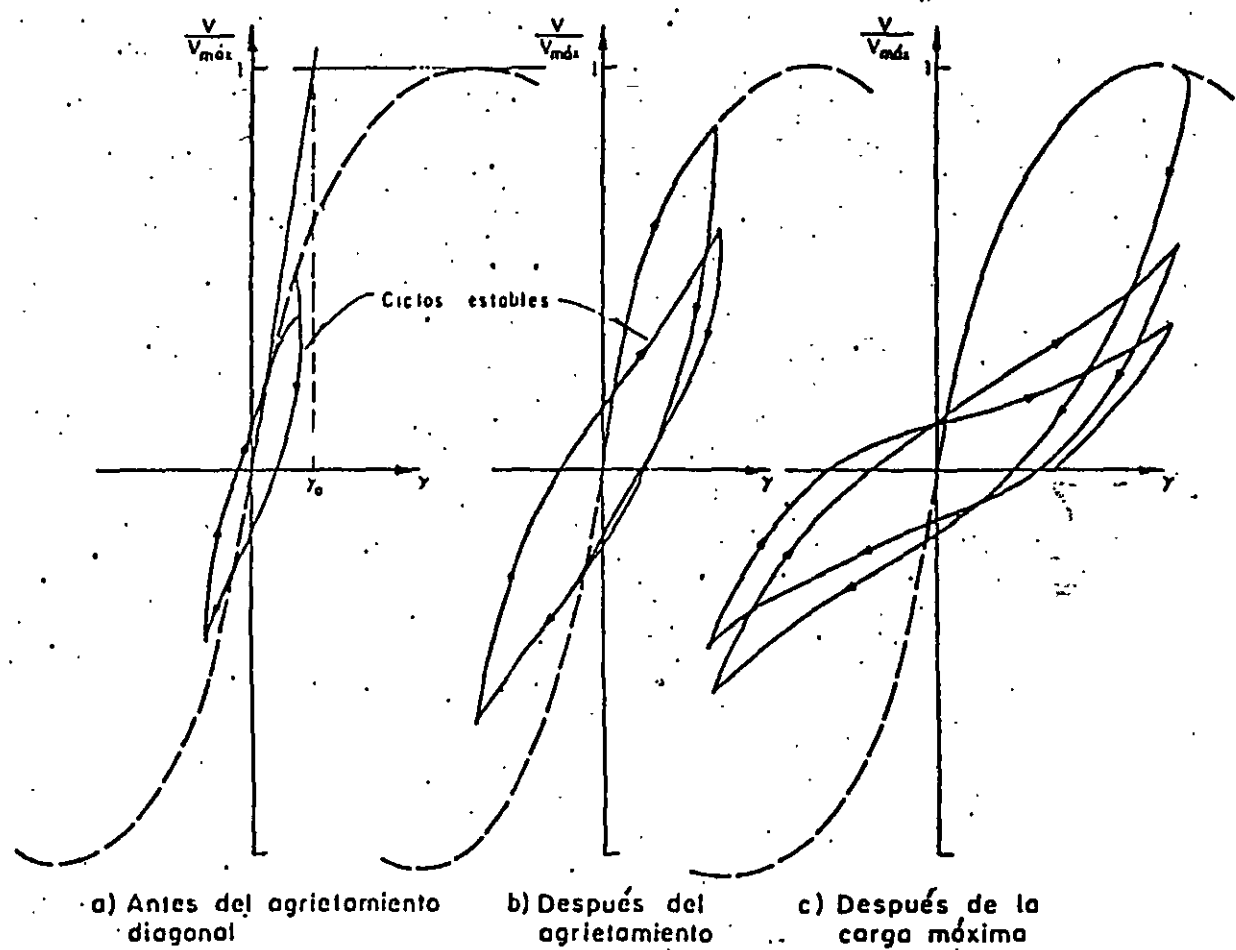
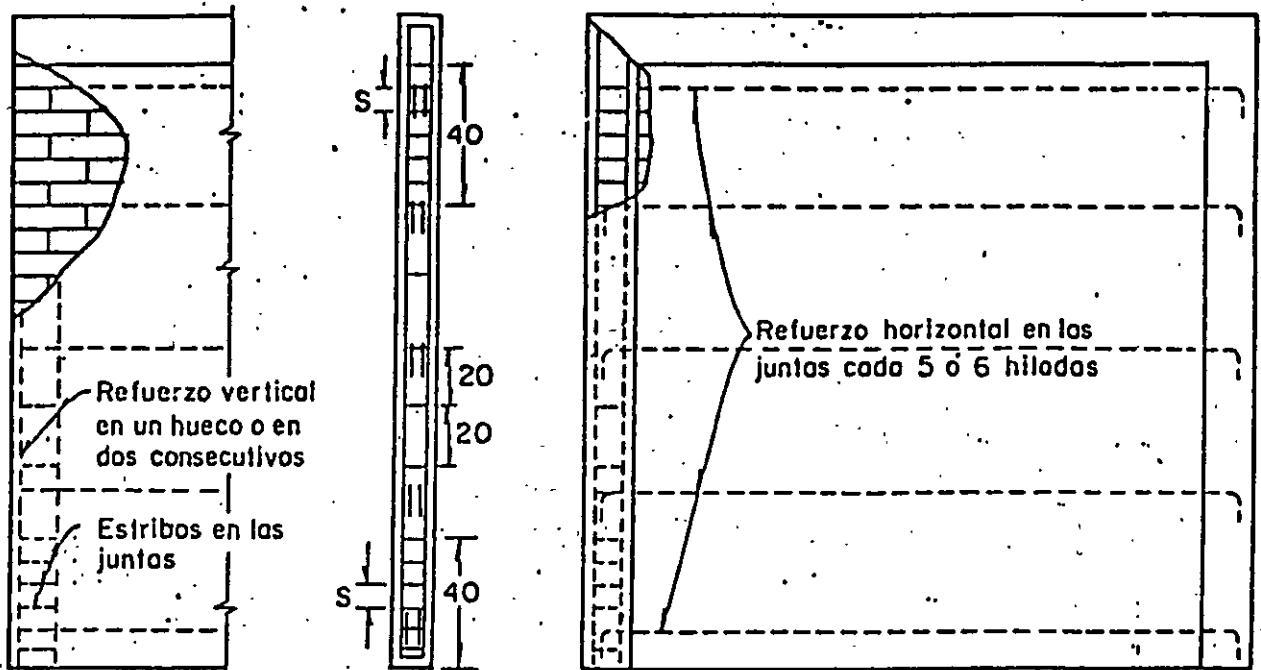


Fig 12 Deterioro del muro

Dimensiones en cm



Con refuerzo interior

Confinado con dolas y castillos

Muros de tabique extruído

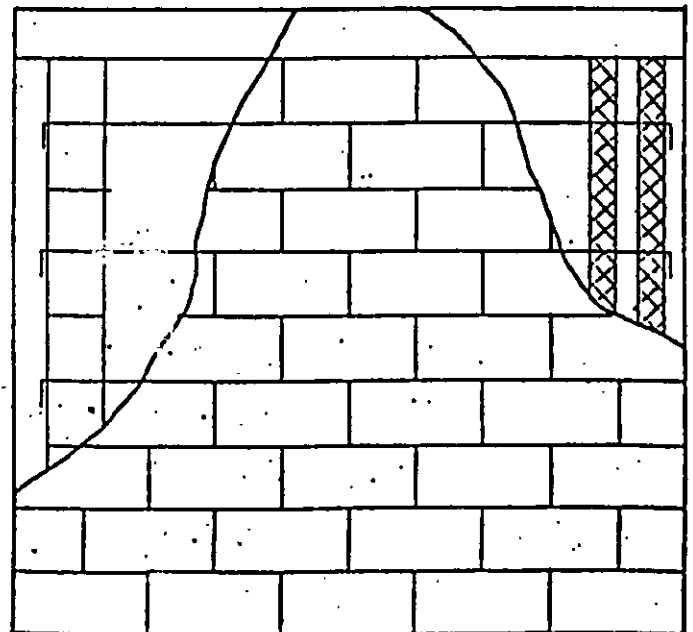
Variantes :

Con refuerzo horizontal cada 2 hiladas o sin el

Refuerzo vertical en un hueco o en dos consecutivos con estribos o cada hilada

Dos huecos consecutivos confinados con malla de metal desplegado 

Castillo Integral



Muros de bloques de concreto

Fig 13. Detalles generales de refuerzo

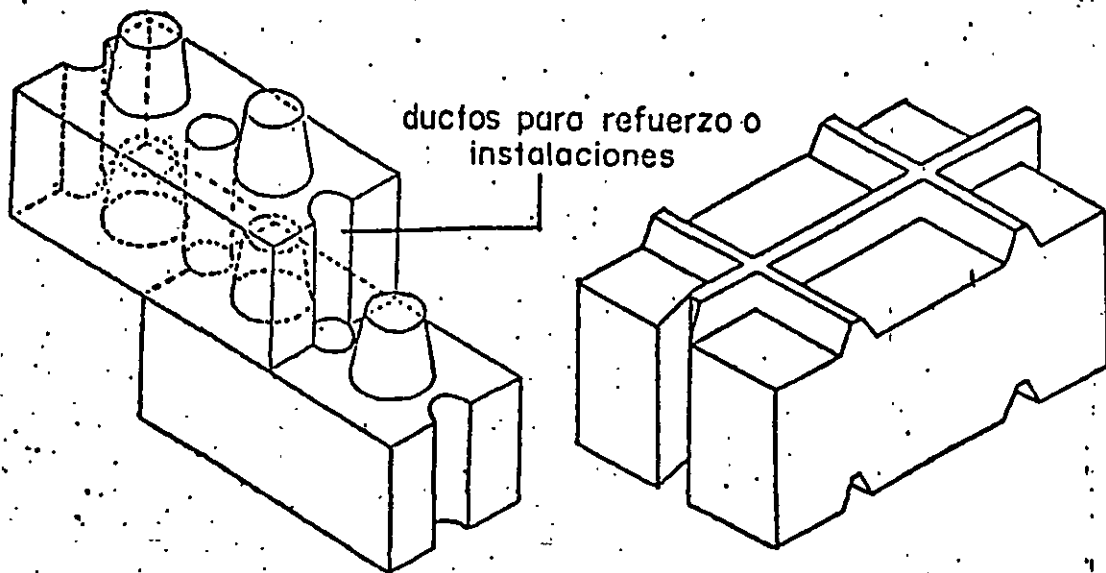


Fig 14 Piezas machiembradas

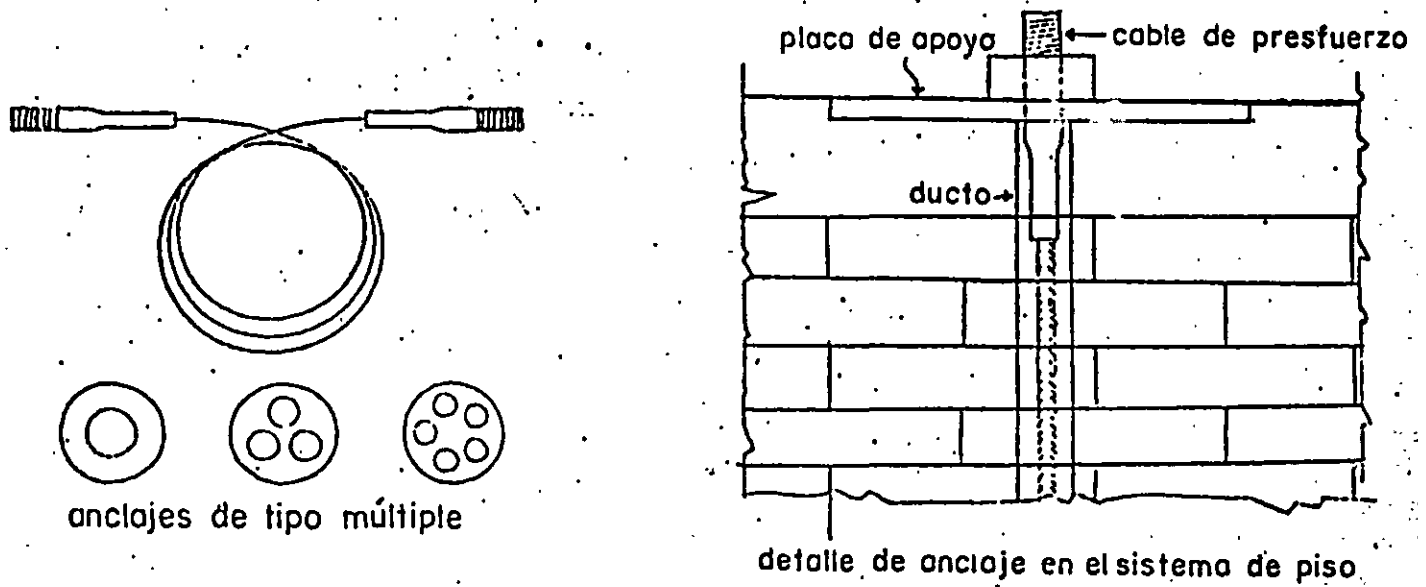


Fig.15 Aplicación del sistema de postensado RAMSA en mampostería.

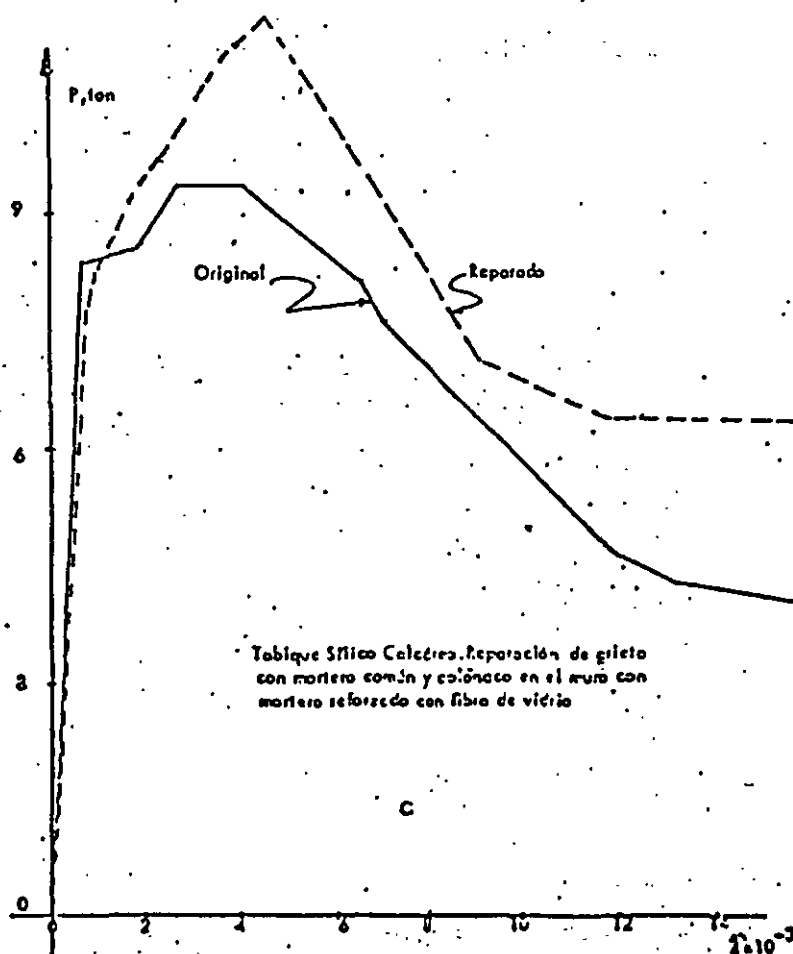
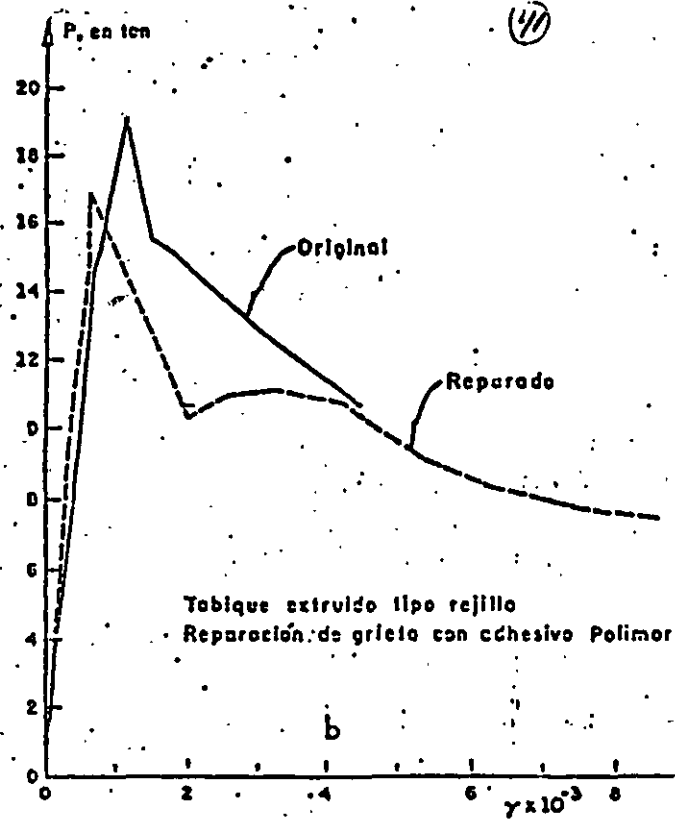
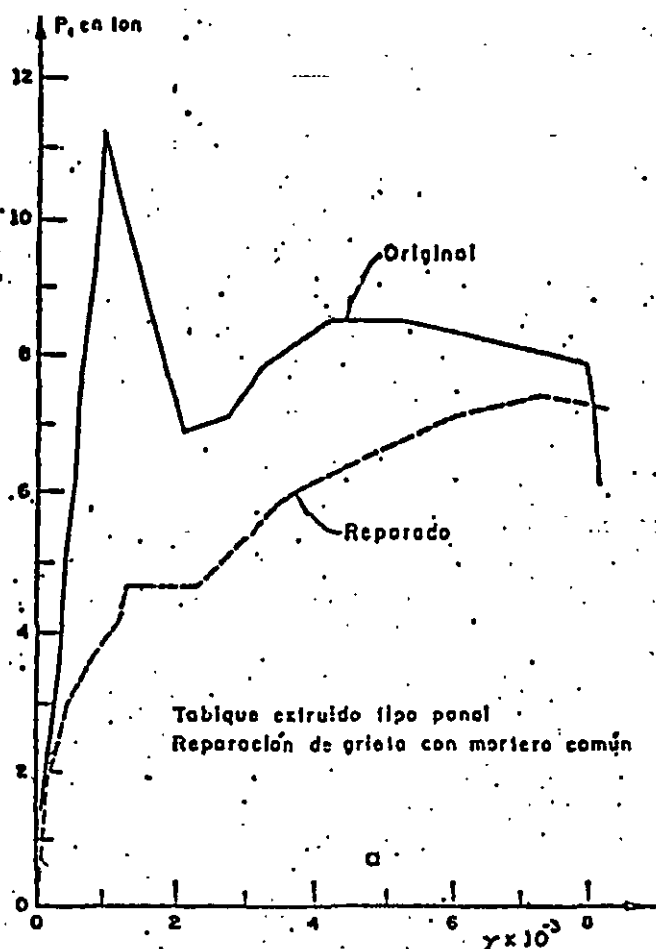


Fig 16 Eficiencia de diferentes formas de reparación de muros

No se ha incluido en ningún reglamento un procedimiento para calcular explícitamente la contribución del refuerzo a la resistencia por considerar que éste solo actúa cuando la mampostería se ha agrietado. Después del agrietamiento, el refuerzo deberá ser capaz de resistir la fuerza cortante total en el tablero; un procedimiento que se ha observado proporciona buena aproximación para calcular la capacidad del muro después de agrietado es el que a continuación se menciona.

Para calcular la resistencia del muro después de agrietado se harán las siguientes suposiciones:

- 1) El refuerzo del muro funciona una vez que éste se agrieta.
- 2) La grieta es única.
- 3) La resistencia a fuerzas cortantes va a ser proporcionada por el acero horizontal, V_h , los estribos en los castillos, V_{cast} , y la fricción desarrollada en la grieta, V_f .

Con las suposiciones anteriores, la resistencia del muro después de agrietado estará dada por la siguiente expresión

$$V_R = V_h + V_{cast} + V_f$$

sin embargo, debido a que no es posible que se llegue a desarrollar totalmente la capacidad del acero de refuerzo por el deterioro progresivo que sufre el muro ante las alternaciones de esfuerzos, y a que se introducen esfuerzos por flexión en las barras de refuerzo en adición a las de tensión, la fórmula anterior puede escribirse en la siguiente forma:

$$V_R = K (V_h + V_{cast}) + v_f A_T$$

donde

- v_f es el refuerzo promedio que puede desarrollarse por fricción y
 A_T el área transversal bruta del muro
 K la constante toma en cuenta lo expresado en el párrafo anterior.

La contribución de la fricción en la resistencia se supondrá independiente del tipo de material, mortero y refuerzo que forman el muro.

La constante K y el esfuerzo debido a la fricción V_f se determinaron a partir de los datos experimentales, resultando

$$V_R = 0.34 (V_h + V_{\text{cast}}) + A_T \quad (1)$$

donde

$V_h = (A_{sh}/st) f_y A_T$ A_{sh} es el área de acero horizontal colocado a una separación s en el espesor t del muro; f_y es el esfuerzo de fluencia y A_T el área bruta de la sección transversal del muro.

V_{cast} Capacidad del castillo, interior o exterior, para resistir cortante; es igual a la suma de lo que resiste el concreto más la contribución del refuerzo transversal (estribos). La capacidad del concreto es igual a $A_c f'_c$, donde A_c es el área del castillo y f'_c la resistencia a compresión del concreto. La contribución de los estribos se calcula en igual forma que para vigas. Hay que tomar en consideración a todos los castillos que confinan al muro y que entran en una longitud menor que la altura del muro.

se observa que la fricción contribuye a la resistencia con un esfuerzo promedio de 1 kg/cm^2 , aproximadamente. El coeficiente de variación de la relación de valores calculados con la expresión anterior, a valores experimentales resultó del 10 por ciento.

La anterior expresión permite diseñar el refuerzo de un muro para que sea capaz de soportar la fuerza cortante de diseño.

A manera de ejemplo se calculará el refuerzo necesario, horizontal y en los castillos, para que bajo alternaciones de esfuerzos un muro sea capaz de resistir una fuerza cortante igual a la que indujo el agrietamiento; suponiendo que este esfuerzo de agrietamiento sea de 2.3 kg/cm^2 , y el muro tenga un área de 2290 cm^2 , la fuerza cortante actuante que lo produjo es

$$V = 2.3 \times 2290 = 5270 \text{ kg}$$

Esta fuerza es la que tiene que resistir el refuerzo del muro. Se tienen tres alternativas de refuerzo: usar solo refuerzo en los castillos, usar solo refuerzo horizontal, o emplear una combinación de ambos refuerzos. Se resolverán a continuación las tres alternativas, en ellas se considera que las dimensiones de los castillos son 12 x 14 cm; se utilizará para los estribos alambraón No. 2 con $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ y se despreciará la contribución del concreto a esfuerzos cortantes; como refuerzo horizontal se supondrá que se emplean varillas de 5/32 pulg de diámetro y $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

a) Solo refuerzo en los castillos; de la expresión 1

$$V_R = 5270 = 0.34 (V_{\text{cast}}) + A$$

$$V_{\text{cast}} = 8760 \text{ kg}$$

Cada extremo del castillo deberá ser diseñado para resistir una fuerza cortante de

$$V'_{\text{cast}} = 8760/2 = 4380 \text{ kg}$$

la separación de los estribos es

$$S = \frac{2 \times 0.32 \times 2500 \times 12}{4382} = 4.4 \text{ cm}$$

$$S = 10 \text{ cm si } f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$$

Estos estribos se colocarán en las partes extremas de los castillos en una longitud de 40 cm a partir del vértice interior. En los castillos que confinan al muro puede aceptarse una separación de los estribos mayor que $d/2$ pero menor que d ; esto debido al tipo y trayectoria de las grietas que se presentan en los castillos.

b) Solo refuerzo horizontal

$$V_h = 8760 \text{ kg} = \frac{A_{sh}}{s} f_y A_T$$

$$A_{sh} = 8760 \frac{st}{f_y A_t}$$

suponiendo una separación de 30 cm (a cada 5 hiladas) y $t = 12$ cm

$$A_s = 0.23 \text{ cm}^2;$$

$$2 \text{ varillas } 5/32 \text{ pulg} = 0.24 \text{ cm}^2$$

el muro se reforzaría con 2 varillas 5/32 cada 5 hiladas

c) Combinando refuerzo en los castillos con horizontal

Aplicando la expresión 1 resulta

$$V_h + V_{\text{cast}} = 8760 \text{ kg}$$

suponiendo que cada uno de los refuerzos deba resistir la mitad de la carga se determina, siguiendo pasos similares a los incisos a y b, los estribos No. 2 deberán ir espaciados a cada 8.5 cm y el refuerzo horizontal consistirá en 2 varillas de 5/32 pulg cada 9 hiladas (o una varilla cada 4 hiladas).

En el caso de un muro de tabique rojo de 4 m de longitud, el refuerzo necesario para sostener la fuerza cortante resistente a un esfuerzo $v^* = 3 \text{ kg/cm}^2$ consistiría en estribos de alambroñ No. 2 espaciados a cada 2.5 cm, 7 cm en caso de usar alambroñ con $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$; otra opción es reforzar el muro con estribos en los castillos a cada 7 cm y añadir 2 varillas 5/32 pulg (alta resistencia) cada 8 hiladas.

Si las piezas que forman el muro son huecas, se pide en diversos reglamentos colocar una cierta cantidad mínima de refuerzo interior. Generalmente se establece (probablemente sin una base sólida, sino más bien -- por extrapolación de resultados en muros de concreto) que la cuantía de refuerzo vertical y horizontal del muro no será menor de 0.2 por ciento, debiendo colocar una tercera parte de esta en cualquier dirección. Esta última cantidad, colocada como refuerzo horizontal representa una cuantía 25 por ciento mayor a la que necesitaría el muro analizado en el pá

rrafo anterior, suponiendo que está formado de piezas huecas y reforzado solo con acero horizontal. En general, se observa que dicha cantidad mínima de refuerzo horizontal está en exceso de la necesaria para desarrollar la capacidad del muro; sería necesario que la mampostería de un muro de las mismas características anteriores tuviera un esfuerzo nominal de diseño, v^* , igual a 3.4 kg/cm^2 , para que con solo el refuerzo horizontal fuera capaz de sostener la fuerza cortante resistente una vez que el muro se agrieta. Con lo discutido anteriormente se quiere hacer ver que la especificación sobre cuantía mínima de refuerzo para mampostería de piezas huecas está en exceso para la mayoría de los materiales a los que hacen mención los reglamentos mencionados; sin embargo, a falta de mayor información y estudio sobre el particular se sugiere respetar dicha disposición.

5.2.3 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

Es importante recordar que las cargas laterales producen no solo fuerzas cortantes en los muros, sino también momentos flexionantes que frecuentemente requieren de refuerzo especial por flexión en los extremos del muro.

La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calculará, para muros sin refuerzo, según la teoría de resistencia de materiales suponiendo una distribución lineal de los esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f_m^* .

La capacidad a flexión o a flexocompresión en el plano de un muro con refuerzo interior o exterior se calculará con un método de diseño basado en las hipótesis vistas para el caso de carga vertical excéntrica.

Para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

Para flexión simple, el momento resistente se calculará como

$$M_o = F_R A_s f_y d'$$

donde

A_s es el área de acero colocada en los extremos del muro

d' la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación.

$$M_R = M_0 + 0.30 P_u d \quad ; \text{ si } P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5 M_0 + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right); \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

donde

P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión.

d el peralte efectivo del refuerzo de tensión

P_R la resistencia a compresión axial

F_R en este caso igual a 0.6

Estas fórmulas simplificadas se deducen al considerar que el diagrama de interacción en flexocompresión (representación gráfica de las combinaciones de carga axial y momento flexionante que ocasiona la falla del elemento) está formado por dos tramos rectos.

REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA

Oscar Hernández B^{I,II}

INTRODUCCION

Dada la gran actividad sísmica que se presenta en México, se considera de gran importancia conocer el efecto de los sismos sobre las estructuras, los daños que les producen y la forma de lograr que éstas recuperen o superen sus características de resistencia y capacidad de deformación.

Al examinar los daños que ocasiona un sismo se encuentra que en general éstos pueden ser de dos tipos: estructurales y no estructurales; éstos últimos, como agrietamientos de muros de relleno y caída de acabados, son arreglados en forma rápida aunque en ocasiones a costos elevados.

Los daños estructurales corresponden a una categoría que es mucho más importante que la otra; en este caso es necesario rehabilitar la estructura tomando en cuenta diversos aspectos cuyo análisis y descripción constituye el objetivo del presente trabajo. Entre los aspectos que se considerarán están la identificación de las fallas que se producen en estructuras convencionales y las causas que las originan, la prescripción de métodos para evitarlas y los procedimientos para reparar y reforzar elementos estructurales y estructuras completas. Lo anterior se efectuará para estructuras de mampostería.

EVALUACION DEL DAÑO EN ESTRUCTURAS

Aspectos generales. A pesar de los avances de la ingeniería sísmica, en opinión de muchos investigadores y profesionistas, el diseño y construcción de estructuras resistentes a sismos es parte de un arte y parte ciencia. Un hecho que ha mejorado el juicio de los ingenieros ha sido el observar el comportamiento, bueno o malo, de las estructuras después de que ha ocurrido un sismo; esto ha proporcionado invaluable ayuda para mejorar los códigos y métodos de análisis y dimensionamiento.

Entre los problemas de la ingeniería estructural que constituyen un reto está el definir qué acción debe tomarse cuando una estructura es dañada por un sismo, ya que se tiene que decidir si es susceptible de repararse o si debe condenarse a ser demolida.

En principio, cualquier estructura dañada que permanece en pie es reparable, pero influirán en la decisión de hacerlo aspectos de tipo económico, social y, en algunas circunstancias, aspectos políticos.

La reparación y refuerzo de estructuras es una actividad a la que sólo eventualmente se le ha dado importancia, generalmente después de que un sismo ha ocurrido; en algunos países se legisla acerca de la necesidad de que las estructuras con varios años de uso cumplan con los nuevos códigos de diseño, forzando incluso a realizar el refuerzo de las mismas aun cuando no hayan tenido daños durante temblores previos.

Después de la ocurrencia de un sismo severo, generalmente se procede a hacer una

I Director General, Proyectos Tensión, S.A. de C.V.

II Profesor, División de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM.

evaluación superficial de los daños y a la reparación de la estructura; en la mayoría de los casos esta reparación consiste en la remoción y sustitución del material dañado, sin realizar estudios acerca de la conveniencia de reestructurar la construcción, dejándola en condiciones precarias ante otro sismo. Por lo anterior, es necesario que se forme mayor conciencia de lo peligroso y anti-económico que resulta proceder en esta manera, y que es necesario entender mejor el porqué de las fallas, la manera de evitarlas y, en su caso, la forma de proceder a reparar el daño.

Procedimiento para evaluar el daño. El problema principal radica en establecer la magnitud del daño en la estructura y decidir si esta debe demolerse o repararse, y en este último caso, recomendar el procedimiento de reparación adecuado.

Para tomar esta decisión es necesario que el ingeniero haga uso de sus conocimientos y experiencia en la forma más razonada posible, aún cuando dispone de poco tiempo para hacerlos, porque por motivos económicos y sociales las estructuras tienen que volver a su uso a la brevedad posible.

El problema de diagnóstico y evaluación de los daños consiste en determinar la resistencia de la estructura en una situación actual y revisar si tiene un factor de seguridad adecuado; es decir, si la relación entre su resistencia y la intensidad de las cargas que puedan afectarla es suficientemente grande para cubrir con seguridad la posibilidad de un eventual colapso ante sismos futuros. Para esto, la primera acción a tomar es realizar una inspección detallada de la estructura para localizar los daños estructurales y no estructurales existentes, especificar el tipo de daño y elaborar planos con la información que al respecto se recabe; esto es indispensable para tener una visión de conjunto del comportamiento que tuvo la estructura, con el fin de establecer las causas de los daños.

Como segunda acción a tomar, o en paralelo con la primera, es indispensable analizar los planos estructurales y arquitectónicos de la estructura en su concepción original, con el propósito de determinar su estructuración, dimensiones y refuerzo de los elementos estructurales, localización de elementos no estructurales, propiedades de los materiales, etc., así como también las magnitudes de las cargas vivas y muertas de diseño. Cuando no se cuenta con los planos mencionados (situación muy frecuente), se debe llevar a cabo un levantamiento físico para recabar los datos necesarios incluyendo calas para determinar cantidades de refuerzo existente, así como obtención de muestras de concreto, mampostería y acero de refuerzo para pruebas de laboratorio.

Con lo anterior, se procede al análisis de la estructura en condiciones originales (antes del daño) bajo cargas verticales y horizontales, con el fin de comparar los elementos mecánicos resultantes con los daños observados y registrados en el levantamiento previo y llegar a conclusiones sobre la posible causa de los daños; si esta no es grave y los daños no son de gran magnitud, éstos pueden repararse localmente. Si la causa de los daños es grave, estos son numerosos y de consideración la estructura es insegura y se procede a rediseñarla a la brevedad posible; dejarla tal como está, efectuando únicamente reparaciones locales, es peligroso porque se presentarían daños ante otro movimiento sísmico, posiblemente con mayores consecuencias.

Para este propósito y tomando en cuenta las causas de la falla, hay que procurar un mejor comportamiento de la estructura. Si tenía una excesiva flexibilidad, deben incluirse suficientes elementos resistentes a cargas laterales distribuidos en forma más o menos uniforme para no introducir excentricidades indeseables.

Con la nueva estructuración y secciones propuestas debe efectuarse otro análisis para dimensionar los miembros estructurales adicionales y, si así resulta necesario, proceder al refuerzo de los ya existentes.

Finalmente viene otro aspecto que es difícil de determinar: la eficiencia de la reparación, refuerzo o restructuración. La manera más conveniente de verificar lo anterior es mediante pruebas de carga, tanto verticales como laterales; desafortunadamente en muchos casos no se cuenta con el sistema para proporcionar cargas laterales de la magnitud deseada, quedando entonces la duda acerca de la eficiencia de los procedimientos utilizados para restaurar o aumentar la resistencia y rigidez.

Una manera de lograr una idea burda acerca de la rigidez es midiendo el periodo de vibración de la estructura para oscilaciones pequeñas; si este periodo disminuye quiere decir, si no se ha incrementado la masa, que se ha aumentado la rigidez lateral de la estructura.

Por todo lo comentado con anterioridad y por las incertidumbres que se tienen durante el proceso de rediseño debe buscarse que se tenga un alto margen de seguridad entre la resistencia calculada y la necesaria según los nuevos análisis.

DAÑOS MAS COMUNES EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

En esta parte del trabajo se indican los daños más comunes que presentan distintos tipos de construcciones, las causas que los originan y la manera de evitarlos. La forma de reparar esos daños se verá en detalle más adelante, donde se describirán distintos procedimientos que se han estudiado en México.

Mampostería de adobe. 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, muros de 3 a 3.5 m de altura con espesores de 40 a 60 cm sin refuerzo, frecuentemente sin muros divisorios, y escasa restricción de la parte superior de los mismos. Todo ello hace que el comportamiento esté regido por la flexión de los muros en dirección normal a su plano.

En la fig 1a se muestran los sistemas de techos más comunes y en la fig 1b la falla característica de estas viviendas.

Al vibrar los muros durante un sismo, se inducen momentos flexionantes críticos en las esquinas superiores de los mismos, 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 las fuerzas caiga fuera de la sección del muro. El volteamiento ocurre casi siempre hacia afuera, ayudado por el codo del techo; este modo de falla es el que se ha observado con mayor frecuencia a causa de sismos.

En viviendas en las que la longitud no soportada de muros es pequeña o en las 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 ha observado que el colapso se inicia 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. —

4

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

1. Hacer una selección cuidadosa de los suelos con que se fabrica el adobe y su mejoramiento con fibras o con aditivos estabilizadores.
2. Reducir la altura de los muros al mínimo admisible para la habitabilidad de la vivienda.
3. Subdividir los espacios interiores mediante muros ligados entre sí con el mejor cuatrapeo posible de las piezas.
4. Evitar techos pesados y 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 lodo. Sin embargo, aún con adobes de buena calidad, no puede lograrse una buena liga entre los muros transversales, por lo que es probable que los muros fallen 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 aumentan porque el adobe se encuentra muy debilitado por efecto del intemperismo. En consecuencia, una mejora importante en el comportamiento sísmico sólo puede obtenerse por medio de algún refuerzo en el adobe que proporcione una liga adecuada entre los elementos y cierto confinamiento y capacidad de deformación a los muros. La manera como esto puede lograrse se verá más adelante.

Elementos de mampostería de piedras artificiales. Existen diferentes modalidades para construir muros de mampostería, desde la no reforzada hasta las modalidades más conocidas como son la mampostería confinada y la mampostería con refuerzo interior.

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

El comportamiento sísmico 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 de estos con los sistemas de piso.

Hay que hacer notar que a pesar de que con este sistema se reduce la probabilidad de un colapso de la construcción, no se evita los 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 el comportamiento sísmico observado en estructuras reales como los ensayos de muros en el laboratorio indican que, si se coloca únicamente refuerzo vertical muy espaciado y no se proporciona refuerzo horizontal, el comportamiento sísmico es deficiente debido a la falla local de las piezas huecas.

Los daños que puede presentar las mamposterías son principalmente debidas al inadecuado refuerzo o liga con los elementos que las confinan, por las torsiones causadas al estructurar en forma deficiente la construcción o por la falla del suelo debida a asentamientos diferenciales, momentos de volteo o a la licuación del suelo.

En términos generales, en la mampostería se pueden presentar tres tipos de falla: compresión, flexión y cortante. La primera de ellas es muy raro que llegue a ocurrir y por lo tanto no se hablará más de ella; la falla por flexión se identifica por las grietas horizontales que se abren en un extremo del muro sobre las juntas de mortero situadas en la parte inferior, mientras que en el otro extremo del muro ocurre el aplastamiento de las piezas y/o elemento que confina al muro; ocurre una variante de la falla por flexión que se identifica por grietas verticales en la parte inferior del muro, esta se debe básicamente a hundimientos del terreno ocurridos en un lapso considerable de tiempo.

Mucho más frecuente que los dos tipos de falla antes descritos es el debido a fuerzas cortantes producidas ya sea por fuerzas laterales externas (sismo principalmente) o por hundimientos diferenciales del terreno; fácilmente se identifica esta falla porque son grietas diagonales sobre el muro que pueden seguir dos trayectorias: 1) sobre las juntas del mortero, en cuyo caso se dice que es una falla por cortante y 2) sobre piezas y juntas, dando lugar a la denominada falla por tensión diagonal.

En el caso de falla por tensión diagonal prácticamente se puede decir que se ha agotado la resistencia de la mampostería, por lo que de requerirse el reforzamiento de la misma implicará necesariamente el uso de acero de refuerzo o cambiar la mampostería por otra más resistente. No es así el caso cuando se tiene falla por cortante (por las juntas) en donde, como se verá posteriormente, se pueden utilizar otros procedimientos para aumentar su resistencia ante fuerzas cortantes.

PROCEDIMIENTOS DE REPARACION Y REFUERZO

La filosofía de diseño más aceptada establece que para sismos de intensidad moderada se deben diseñar las estructuras para que no presenten daños estructurales, aunque tal vez se tengan algunos daños no estructurales si la construcción es muy flexible; y para el sismo de diseño, la estructura debe quedar en pie aun cuando presente graves daños en sus elementos estructurales. Para sismos de intensidad intermedia la estructura puede presentar algunos daños estructurales debido a malos detalles constructivos, deficiente calidad de los materiales, etc., surgiendo entonces la necesidad de reparar los daños. Se pueden establecer tres niveles de reparación:

1. Se resanan superficialmente los elementos estructurales. Esto ocurre con frecuencia en construcciones de personas de bajos recursos, o se hace por ignorancia en otros tipos de estructuras; como consecuencia, quedan debilitadas para eventos futuros.

2. La estructura se repara para recuperar su resistencia y rigidez original. Esto generalmente se trata de conseguir mediante la reparación local de los miembros dañados; sin embargo, se ha observado que casi nunca se alcanza, quedando la estructura susceptible de presentar los mismos daños, o más graves, ante sismos de la misma intensidad.
3. Se rediseña la estructura. A este nivel, además de la reparación local se procede a rediseñar la construcción para asegurar su supervivencia para sismos más intensos que el que produjo el daño.

De las alternativas anteriores; la tercera es la más conveniente a seguir, aun cuando la segunda es en ocasiones aceptable, sobre todo cuando están muy localizados los daños; la reparación superficial debe evitarse.

Los procedimientos de reparación y refuerzo que actualmente se emplean son empíricos, ya que han sido desarrollados con base en experiencia acumulada. Cuando se procede sólo a reparar localmente debe quedar muy claro el objetivo a lograr, pero en la mayoría de las ocasiones, se tiene que reestructurar la construcción en vista del comportamiento inadecuado observado para un sismo de menor intensidad al de diseño. En estos casos, el ingeniero depende de los resultados de la inspección, del análisis y, en un alto porcentaje, de su criterio, conocimiento y experiencia para hacer el diagnóstico adecuado.

También es conveniente tener en consideración que existen diversos elementos estructurales que, por su forma o por sus condiciones de sollicitación, pueden presentar falla de tipo frágil; ejemplo de esto lo constituyen las fallas por cortante en muros. En estos casos será necesario que el procedimiento de reparación además de restaurar la resistencia, proporcione capacidad de deformación al miembro estructural y a la estructura.

Cabe decir que los materiales que se utilicen para la reparación deben alcanzar altas resistencias a temprana edad porque en este caso la rapidez de ejecución es muy importante. También es importante mencionar que el sentir general de los expertos en el tema de reparación de estructuras es que la construcción más problemática de rehabilitar es la formada a base de elementos de mampostería, los cuales son capaces de soportar altas cargas laterales, pero tienen poca reserva de resistencia; además, se ha observado que por lo general el costo de su reparación es mayor al de otras construcciones con sistema de estructuración diferente.

Mampostería de piedras artificiales sin refuerzo. En el caso que la estructura dañada presente falla por las juntas puede no ser necesario utilizar refuerzo para aumentar su seguridad a niveles adecuados, a continuación se resumirá un estudio realizado por el autor para tratar de establecer como se puede incrementar la resistencia de este tipo de mampostería.

Se ensayaron diversos tipos de mampostería (piezas y morteros) provocando los tipos de falla típicos ante fuerzas cortantes, después de lo cual se repararon como a continuación se menciona: 1) mediante un aplanado de mortero rico en cemento (1:0:3 cemento, cal, arena); 2) llenado con mortero los huecos de las piezas y 3) combinando los dos procedimientos anteriores. Cabe mencionar que en ningún caso se volvieron a pegar las juntas donde el espécimen falló originalmente, sino solo se superpusieron las piezas y se aplicó el procedimiento de reparación; lo anterior se hizo para que los resultados obtenidos estuvieran dentro de la seguridad al ser aplicados porque por lo general se acostumbra "rajuelar" la zona dañada de las mamposterías.

Los especímenes ensayados (muretes) eran de aproximadamente 60 x 60 cm y se les aplicaba una carga en una de sus diagonales, lo que producía una falla de cortante o tensión diagonal en el murete. Las características de las diferentes mamposterías antes y después de reparados se pueden ver en la tabla 1. En dicha tabla solo se presentan los valores medios y sus coeficientes de variación; mientras que en la tabla 2 se muestran los valores mínimos probables que se calcularon con la expresión propuesta por el Reglamento para construcciones del D.D.F., dicha expresión es

$$v^* = \frac{\bar{v}}{1 + 2.5 \text{ C.V.}}$$

donde

v^* valor de diseño que tiene una probabilidad de no ser alcanzado del 2%
 $\bar{v}$ valor medio obtenido del ensaye
 C.V. coeficiente de variación de la muestra

La interpretación de los resultados se hará con base en esta última tabla con la finalidad de tomar en cuenta la variabilidad de los datos y referirse a valores que tengan una probabilidad muy baja de que no se alcancen.

Debido a lo limitado del estudio en cuanto a número de variables: piezas y morteros, la interpretación que se realice deberá tomarse con reserva, y servir únicamente como guía en caso de tratar de extrapolar los resultados del estudio.

Considerando lo anterior, analizando los valores mostrados en la tabla 2 y el comportamiento observados de los especímenes durante su ensaye, se pueden hacer los siguientes comentarios:

- Si la capacidad de la mampostería está limitada por la baja calidad del mortero (falla por las juntas), se puede lograr un incremento sustancial de la resistencia empleando un mortero de buena calidad ya sea como aplanado o relleno de los huecos de las piezas.
- A mejor calidad del aplanado mayor incremento de la resistencia. Aún cuando por lo limitado del estudio no se puede determinar, debe haber un límite para lograr este efecto en forma óptima; es decir, debe existir alguna relación entre resistencia del aplanado, capacidad alcanzada y/o capacidad original.
- El aplanado aumenta la resistencia a cortante cuando hace que cambie el tipo de falla de la mampostería; esto generalmente sucede cuando el mortero del aplanado es de mucho mejor calidad del que se tiene en las juntas. El incremento esperado en estas condiciones es cuando menos del 40 por ciento.
- En el caso de llenar los huecos, se ve de la tabla 2 que el incremento es del orden del 50 por ciento, prácticamente independiente del tipo de pieza (porcentaje de huecos) y mortero utilizado; se observa también que cambia el tipo de falla. Este tipo de reparación sería adecuado cuando se quiere conservar la apariencia de las piezas y la falla haya sido por las juntas.
- El combinar el llenado de los huecos con un aplanado en las caras laterales aumenta sustancialmente la resistencia; incluso, se nota una cierta influencia del porcentaje de huecos de las piezas que componen la mampostería. La fig 2 muestra dicha variación para los resultados de este estudio; en el eje vertical se tiene

el factor por el que se incrementa el valor de la resistencia original de la mampostería, mientras que en el horizontal el porcentaje de huecos de la misma. Si por los valores promedio para el bloque de concreto y el tabique extraído se pasa una línea recta que también pase por el punto (0, 1), que correspondería a una pieza sólida (0 por ciento de huecos), se observa que se alinean aproximadamente sobre una recta haciendo ver que el incremento de resistencia es prácticamente proporcional al área de huecos.

Lo expresado en el párrafo anterior es cierto siempre y cuando se cumplan simultáneamente los siguientes aspectos:

- a) La mampostería original no presenta una falla neta de tensión diagonal (que sugeriría que está agotada totalmente la capacidad de la mampostería).
- b) Se llenan completamente todos los huecos.
- c) Se utiliza un mortero de buena calidad tanto para el aplanado como para el llenado de los huecos. Cumpliendo con lo anterior, la expresión que resulta de los datos de este estudio para calcular el incremento sobre la resistencia original es

$$F = 1 + 0.03 H\%$$

donde F es el factor que incrementa la resistencia original y H% el porcentaje de huecos de las piezas. Debe tenerse presente que si la falla de la mampostería original tiende a ser por las piezas (o combinada), el incremento en resistencia es menor cuando la resistencia de la mampostería original es alta; por ejemplo, comparar la mampostería de bloque de concreto con mortero 1:2:9 AB — con aquella con mortero 1:0:3 AB; en el primer caso el incremento es del 80 por ciento respecto a la resistencia original, mientras que en el segundo es solo del 30 por ciento. En el caso del tabique extruido la diferencia es menor (2.35 versus 2.15) para los mismos criterios de reparación que en el caso anterior.

- Se observa también que el emplear un buen mortero como aplanado es equivalente a solo llenar los huecos.

Como conclusión de esta fase experimental puede decirse que es posible incrementar sustancialmente la capacidad de mampostería sin refuerzo ya sea mediante la colocación de un aplanado a base de morteros de buena calidad y/o llenando los orificios de las piezas huecas. En el caso de que las mamposterías dañadas ya posean un aplanado y el tipo de falla sea por las juntas, la colocación de otro aplanado de mucha mejor calidad seguramente incrementará su capacidad; mientras que si la falla de un muro, con o sin aplanado, es por tensión diagonal, solo será posible incrementar su resistencia mediante aplanados reforzados con malla de acero electrosoldada. En las mamposterías de piezas huecas el llenar los huecos incrementará su capacidad salvo en el caso que la falla hubiera sido de tensión diagonal; en este caso el llenado — cuando más recuperará su capacidad, pero como por apariencia debe ponerse un aplanado, seguramente incrementará su resistencia. Estas últimas variantes es necesario valuarlas experimentalmente.

Mampostería de adobe. En diversos estudios, refs 1 a 4, se proponen algunos procedimientos para reforzar y aumentar la seguridad ante sismo de estas estructuras. A continuación se describen los que se consideran más convenientes:

1. Una viga de concreto en la parte superior de los muros, como se muestra en la fig 3. Con este procedimiento se logra una liga adecuada con el adobe y con el techo mediante detalles constructivos sencillos (ref 2); se mejora sustancialmente el comportamiento si, además, se colocan tensores verticales en los extremos de los muros.
2. Otra opción es emplear una viga de alma abierta de madera (ref 3), como se muestra en la fig 4a.
3. Una forma muy sencilla de ligar los muros es mediante barras de acero tensadas, fig 4b; este procedimiento se ha empleado para reforzar viviendas de mampostería de piedra dañadas a raíz del temblor de Skopje, Yugoslavia (1963) y los del Friuli, Italia (1975); el empleo de tensores verticales mejora sustancialmente el comportamiento.
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 5 consiste, ref 4, en colocar un recubrimiento de mortero de cemento sobre una malla de acero de refuerzo cuidadosamente fijada al muro por ambas caras, formando un elemento compuesto de adobe y mortero reforzado.

Se tiene evidencia experimental de los sistemas de refuerzo 1, 3 y 4, que proporcionarán una mejoría notable de su comportamiento y resistencia ante sismo (cuando menos se duplica); en la ref 1 se describe con detalle el ensayo de modelos de vivienda reforzada con los procedimientos antes descritos.

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

Mampostería de piedras artificiales con refuerzo. 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 porque el concreto colado en los huecos se adhiere perfectamente al bloque; en piezas de barro, la eficacia del procedimiento es menor porque el concreto o mortero empleado para llenar los huecos, al contraerse por fraguado, se separa del tabique; el empleo de aditivos estabilizadores puede evitar este problema. En general la reparación de mampostería con refuerzo interior resulta, si no imposible de realizar, sí muy complicada.

El procedimiento de reparación a seguir depende del tipo de pieza y mortero que se tenga; por lo general es necesario añadir refuerzo al muro después de reparar localmente la grieta. A continuación se mencionan algunos estudios que se han realizado en esta dirección.

En la ref 5 se describe el empleo de mallas de acero en ambas caras del muro como sistema de refuerzo; también se describe la reparación local de las grietas.

En este último caso se observó que la resistencia original se recupera casi totalmente y en el caso de mampostería de piedra, aumenta aproximadamente al doble, esto, lo explica el autor, es debido a que la mampostería absorbe parte del material que se utiliza para reparar las grietas.

El refuerzo con malla de acero se realizó uniendo el refuerzo de ambas caras mediante alambres y cubriéndolas después con mortero que tenía un espesor de 3 cm; además, se reparó localmente la grieta. Con este procedimiento se sobrepasó la resistencia original.

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se realizó un programa experimental exploratorio tendiente a determinar los procedimientos más efectivos para la reparación de mampostería dañadas por sismo o hundimientos diferenciales.

Se repararon ocho muros que habían sido previamente llevados a la falla; seis de ellos se ensayaron bajo carga monotónica, como parte de otra investigación, y dos se probaron recientemente ante cargas laterales alternadas. Los seis primeros eran de tabique extruido con castillos en sus extremos; la falla consistía en una grieta de tensión diagonal en el muro la cual se prolongaba también sobre los castillos. En general, los muros se llevaron a un estado muy avanzado de falla y su capacidad estructural quedó prácticamente anulada. Los dos últimos muros eran de tabique rojo y quedaron en las mismas condiciones.

En la tabla 3 se presentan las características originales de los muros y las que se determinaron después de la reparación. El ensaye de los muros reparados se efectuó, bajo las mismas condiciones que el original.

La reparación por tanto se hizo en el marco confinante y en la mampostería. En todos los casos los castillos se resanaron con un mortero de alta resistencia; en la mampostería la reparación se efectuó de diversas maneras.

El muro 1 sufrió falla de cortante (grietas por las juntas); se reparó rellenando las grietas con un mortero comercial denominado Polimor (de alta adherencia). En el muro 2 la reparación se efectuó resanando las grietas que se habían desarrollado con un mortero de cemento que contenía un aditivo para aumentar la adherencia; después se volvió a colocar el aplanado que originalmente tenía. El muro 3, que falló por tensión diagonal, (la grieta atraviesa tanto las juntas como las piezas), se reparó mediante rajueleo con mortero de cemento, colocando después malla de alambre, tipo gallinero, en un lado del muro; finalmente se cubrió la malla con un aplanado de yeso. El muro número 4 solamente se reparó en la zona de falla con mortero de cemento. En el muro 5 se reparó la zona dañada con mortero común, se colocó después una malla de alambre entrelazada de 7 cm por lado, que se fijó mediante taquetes al marco perimetral y al muro; finalmente, se añadió un aplanado de yeso y cemento. En el muro 6 se eliminó el aplanado de yeso que tenía para colocarle una malla tipo gallinero, después de haber rajueleado la zona de falla con un mortero de cemento; finalmente se volvió a colocar un aplanado de cemento y yeso. El muro 7 y 8 eran idénticos, al primero se le colocó, después de resanar la grieta con mortero de alta resistencia, una capa de malla electrosoldada 6 x 6 - 14/14, por ambas caras, que se cubrió con un aplanado de cemento-arena en proporción 1 a 3 (en volumen); el muro 8 tenía el doble de refuerzo.

Las figs 6 a 11 muestran las curvas carga diagonal deformación angular (desplazamiento en la parte superior del muro dividido por su altura) para los seis primeros muros, tanto para el muro original como para el reparado, y en las figs 12 y 13, los dos últimos ensayos; sobre el eje vertical se representa el esfuerzo cortante promedio.

El muro 1 recuperó su resistencia y rigidez originales casi totalmente; la falla del muro reparado le ocasionó una grieta diferente a la del muro original, la cual da fe de las buenas características de adherencia del material empleado.

En los muros 2 a 6 se presentó la misma configuración de agrietamiento que en el muro original.

El muro 2 conservó hasta la falla la misma rigidez que el agrietamiento que en el muro original.

El muro 3 alcanzó casi totalmente la resistencia original y conservó la misma rigidez; se considera que el aplanado es el que contribuyó esencialmente a proporcionar la resistencia y rigidez al muro reparado y que el acero de refuerzo trabajó solo después del agrietamiento, proporcionando ductilidad al muro para cargas menores a la del agrietamiento original; lo anterior se debió a la baja cantidad de refuerzo empleado y a que el tipo de malla usada no es eficiente para estos fines.

El comportamiento del muro 4 demuestra que resanar simplemente las grietas con mortero común no es eficiente como método de reparación; la rigidez y la resistencia se reducen drásticamente.

El muro 5 conservó la rigidez original hasta el agrietamiento, el que se presentó cuando se rebasó la contribución del aplanado (comparar muro 3 con 5); no disminuyó la resistencia por la malla de refuerzo.

Con el muro 6 se trató de ver el efecto de la malla de refuerzo; originalmente el muro tenía aplanado de cemento. Se observó que el muro no conservó su rigidez original, debido a que el aplanado que se utilizó después de reparar las grietas fue de menor calidad al que tenía originalmente. La malla de alambre comenzó a funcionar después que se agrietó el muro, incrementando la resistencia hasta que se dañó el marco perimetral; no se llegó a igualar la resistencia original probablemente por la poca cuantía de refuerzo y por el tipo de malla utilizada.

Durante esta serie de seis muros se observó que, para deformaciones grandes, el aplanado se despegaba del muro haciendo que la malla se desprenda sobre la diagonal de compresión, dando lugar a una disminución de la resistencia. Sería conveniente, por lo tanto, utilizar algún aplanado que se adhiriera mejor a la mampostería, o bien sujetar mejor el refuerzo al muro para ayudar a este propósito. Esto se hizo en los muros 7 y 8 donde las mallas de refuerzo de ambas caras se sujetaron entre sí, evitando el desprendimiento del aplanado y mejorando el comportamiento, como se observa en las figs 12 y 13.

Del análisis del comportamiento de los muros, del estudio de las figs 6 a 13 y de la tabla 4.2, se extraen las siguientes conclusiones:

- a) La rigidez del muro reparado es casi la misma que la del original hasta el instante de agrietamiento, siempre y cuando se utilicen morteros resistentes para resanar la grieta.
- b) El comportamiento de muros en los que sólo se resana la grieta con mortero común, resulta muy inferior al del muro original.
- c) El aplanado ayuda a retardar la aparición del agrietamiento en muros reparados con mortero común.
- d) El acero de refuerzo colocado en forma de malla y cubierto por un aplanado de yeso o cemento, es efectivo una vez que se agrieta el muro.

- e) La presencia del acero hace dúctil y resistente al muro después del agrietamiento.
- f) Con los sistemas de reparación empleados nunca se igualó la resistencia original, pero se llegó a valores bastante cercanos cuando se utilizó mortero de alta resistencia para resanar la grieta y porcentajes bajos de acero de refuerzo en forma de malla.
- g) Para las mamposterías aquí empleadas, la malla de alambre tipo gallinero parece ser suficiente para restaurar la resistencia original, y usándola por ambos lados del muro daría mejor resultado.
- h) Después de agrietada la mampostería, la resistencia disminuye notablemente - cuando se daña el marco perimetral y no existe otro tipo de refuerzo.
- i) La resistencia después del agrietamiento es función del porcentaje de refuerzo.

Por lo anterior sería conveniente seguir con estos estudios que tendrían los siguientes objetivos:

- 1) Determinar procedimientos para calcular la cantidad de acero necesaria para alcanzar cierto porcentaje de la resistencia original y dar capacidad de deformación al muro reparado.
- 2) Probar aditivos que permitan aumentar la resistencia de la junta fallada para que también se recupere la rigidez original.
- 3) Ensayar diversos tipos de armado con el objeto de encontrar el recomendable para evitar la falla del marco perimetral.

CONCLUSIONES

El comportamiento de una estructura de mampostería reparada depende en gran medida de la elección del procedimiento de reparación, el que se debe seleccionar - después de estudiar las causas que produjeron los daños, la naturaleza de éstos y la estructuración de la obra.

Generalmente los elementos de mampostería sin refuerzo son los más dañados cuando ocurre un sismo. Desde hace tiempo se ha tratado de establecer métodos de reparación que restituyan o superen la resistencia y rigidez originales; de estudios recientes se desprende que esto es posible siempre y cuando se emplee un procedimiento adecuado que considere lo establecido en el párrafo anterior. Generalmente habrá necesidad de colocar refuerzo en el muro, bien sea en forma de malla o dispuesto diagonalmente sobre el muro o enmarcando el elemento de mampostería, pudiendo ser sobre una o las dos caras del muro. Es dudosa la efectividad del rajueleo de las grietas como método de reparación. Al momento no existe criterio alguno para calcular la cantidad de refuerzo necesaria para hacer que la mampostería alcance cierta resistencia predeterminada y aumente su capacidad de deformación; el autor trabaja sobre el particular y espera que muy pronto pueda establecerse un criterio racional que permita llegar a determinar la cuantía de refuerzo necesario para que un muro de mampostería sea capaz de soportar cierto nivel de fuerza cortante incrementando al mismo tiempo la capacidad de deformación de la mampostería.

REFERENCIAS

- 1 Hernández O., Valencia E. (1980), "Refuerzo de la vivienda de bajo costo en zonas sísmicas", Instituto de Ingeniería UNAM, Informe de Investigación del proyecto 0701.
- 2 Escalante C, Merrifield C (1977), "Casas de adobe antisísmicas", Reporte interno de la Dirección General de Servicios Técnicos SAHOP.
- 3 "Asismicidad en vivienda económica" (1959), Centro Interamericano de Vivienda y Planteamiento, Bogotá.
- 4 Meli R, y Hernández O., (1976), "Recomendaciones sobre el empleo de la mampostería en construcciones para vivienda en zonas sísmicas", Ingeniería Sísmica N° 14.
- 5 Sheppard P y Tervelj S., (1980), "The effect of repair and strengthening methods for masonry walls", Proceedings 7WCEE, Vol. 6, pag 255-262, Estambul, Turquía
- 6 Makino M. et al" (1980), "An investigation for the design of framed structures with infill walls", Proceedings 7WCEE, Vol 4, pag 369-372, Estambul, Turquía.

TABLA 1 RESULTADOS PROMEDIO

Material	O R I G I N A L				Mortero	R E P A R A C I O N		
	f_p a)	Mortero	$\bar{v}$ b)	C.V.		Tipo	$\bar{v}$ b)	C.V.
TABIQUE	109	0:1:3	2.47	21	A	aplanado	2.68	32
					B	aplanado	4.72	46
		1:0:3	5.59	8	B	aplanado	6.32	32
TABIQUE EXTRUIDO	241	1:2:9	4.43	23	A	aplanado	5.7	4
					B	aplanado	6.0	22
					B	huecos	6.1	16
					A-B	aplanado-huecos	10.36	23
		1:0:3	5.02	19	A-B	aplanado-huecos	11.29	22
BLOQUE CONCRETO	102	1:2:9	3.54	21	A	aplanado	4.93	11
					B	aplanado	5.74	18
					B	huecos	6.70	38
					A-B	aplanado-huecos	7.37	30
					A-B	aplanado-huecos	7.69	20

a) Mortero 1:1:6

B mortero 1:0:3

A-B mortero A en aplanado y
B en huecosa) resistencia a compresión, kg/cm²b) resistencia a cortante, kg/cm²

TABLA 2 VALORES DE DISEÑO (C.V. $\geq 15\%$)

Material	O R I G I N A L				R E P A R A C I Ó N				
	f_c^a	Mortero*	+	f_c^b	+	Mortero*	Tipo	f_c^b	f_c/f_c^a
TABIQUE	66	0:1:3	J	1.62	J	A	aplanado	1.49	0.92
					T	B	aplanado	2.25	1.39
		1:0:3	T	4.07	T	B	aplanado	3.51	0.86
TASIQUE EXTRUIDO	175	1:2:9	J	2.81	J	A	aplanado	4.15	1.47
					C	B	aplanado	3.87	1.38
					C	B	huecos	4.36	1.55
					T	A-B	aplanado- huecos	6.58	2.34
		1:0:3	J	3.40	T	A-B	aplanado- huecos	7.28	2.14
BLOQUE CONCRETO	69	1:2:9	J	2.32	C	A	aplanado	3.59	1.41
					C	B	aplanado	3.96	1.70
					C	B	huecos	3.43	1.48
					T	A-B	aplanado- huecos	4.21	1.81
		1:0:3	C	3.86	T	A-B	aplanado- huecos	5.1	1.32

* tipo de falla
J por las juntas
T por las piezas
C combinada

Mortero *

A 1:1:6

B 1:0:3

A-B mortero A en aplanado y B en huecos

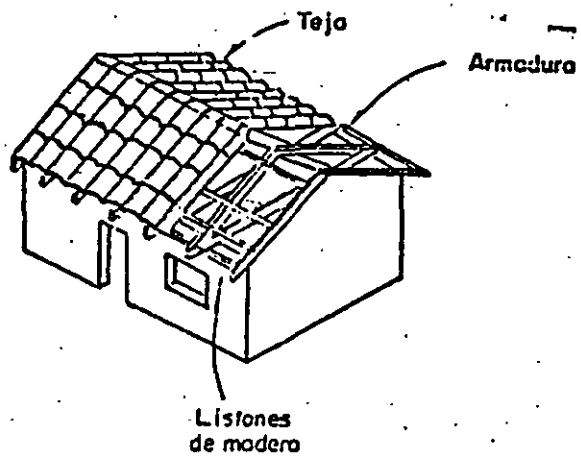
a) resistencia a compresión, kg/cm²b) resistencia a cortante, kg/cm²

TABLA 3 COMPARACION DE PROPIEDADES

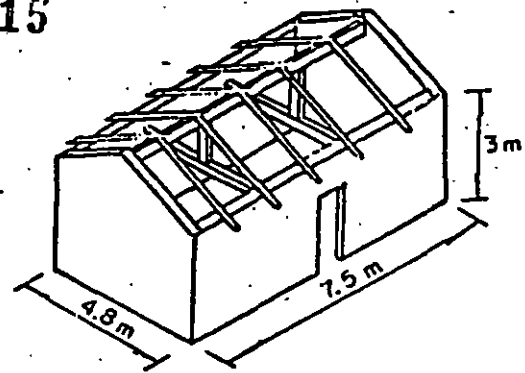
Muro No	Características adicionales en el muro reparado	Porcentaje de acero	1) $P_{máx}$		2) $\gamma \cdot 10^3$	
			I	II	I	II
1	Reparación de grieta con mortero Polímer	0	19.20	16.9	0.83	0.61
2	Reparación de grieta con mortero Adhesión	0	24.8	13.2	1.15	0.63
3	Reparación con mortero común malla de gallinero y recubrimiento de yeso	.0008	14.1	13.0	1.03	1.02
4	Reparación de grieta con mortero común	0	11.2	7.4	0.98	7.29
5	Reparación con mortero común malla trenzada y recubrimiento	.001	22.8	18.1	1.99	3.79
6	Reparación con mortero común y malla de gallinero	.0008	14.8	12.2	1.73	3.52
7	Reparación con mortero 1:0:3 (com: cal: arena) y mallado acero	.0008	5.7	13.0		
8	Similar al 7	.0015	5.8	>>13.0		

1. Carga, ton
2. Distorsión

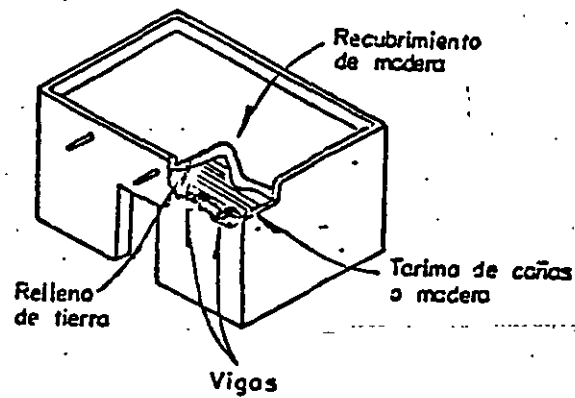
I. Muro original
II. Muro reparado



a) Armaduras de madera



b) Vigas y puntales



c) Terrado

Fig 1a Tipos comunes de vivienda de adobe

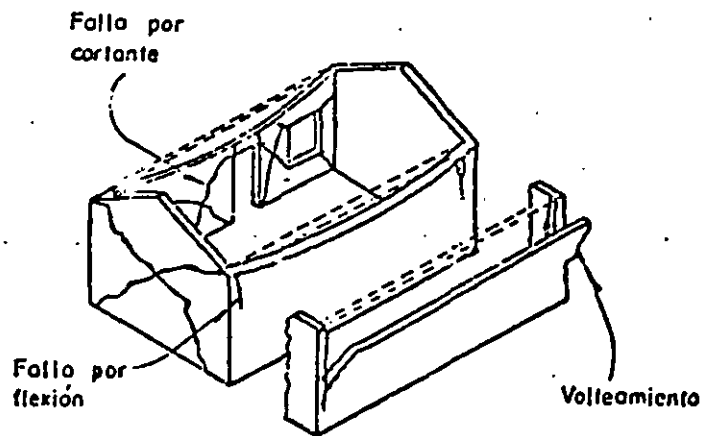


Fig 1b Modos de falla de viviendas de adobe

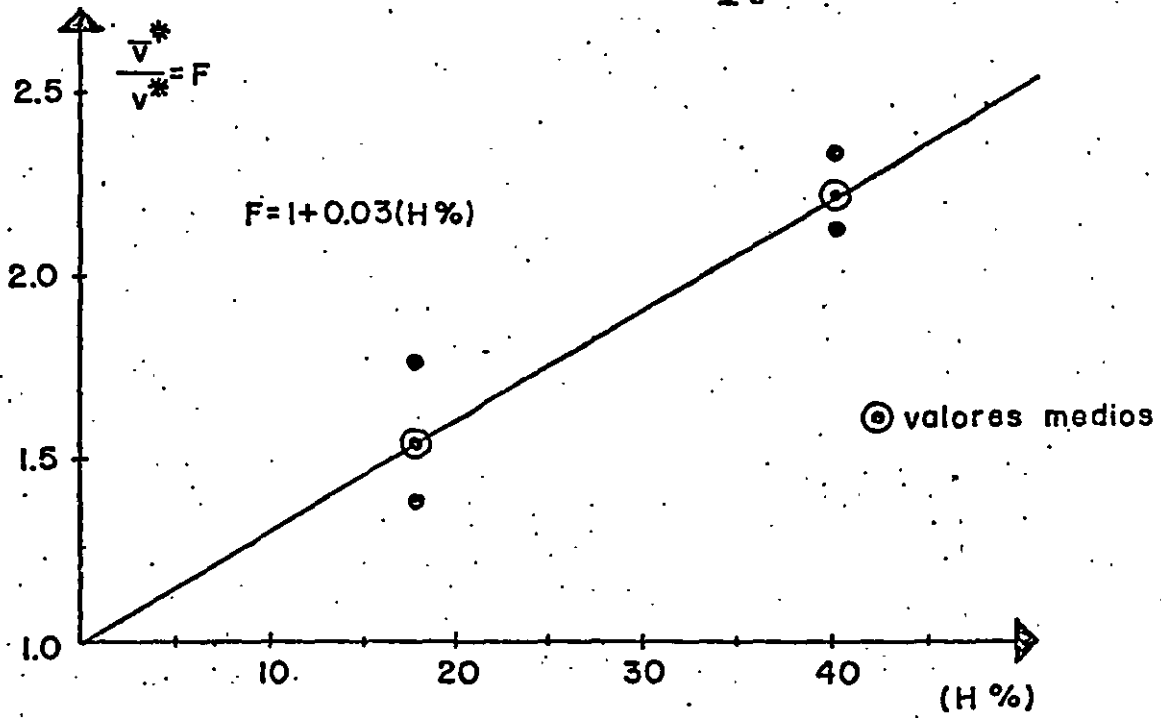


Fig.2 Aumento de la resistencia con el llenado de huecos y aplanado en las caras laterales.

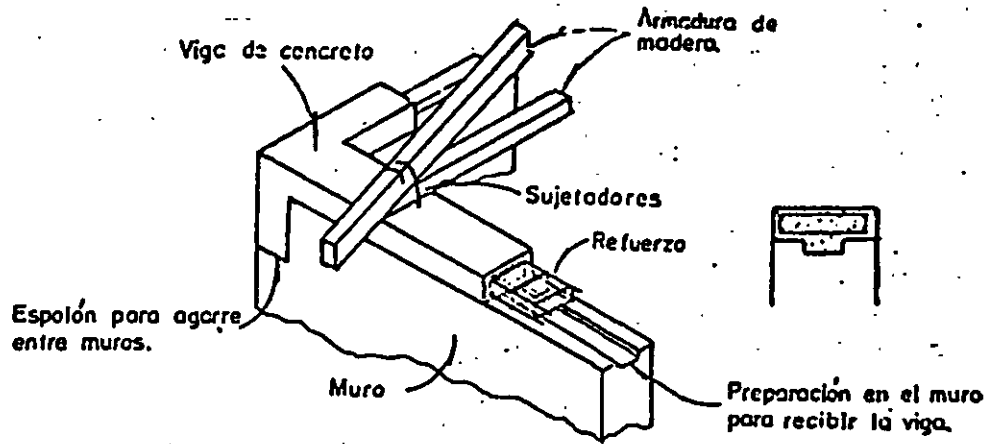
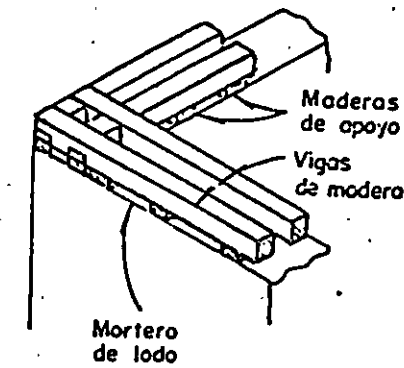
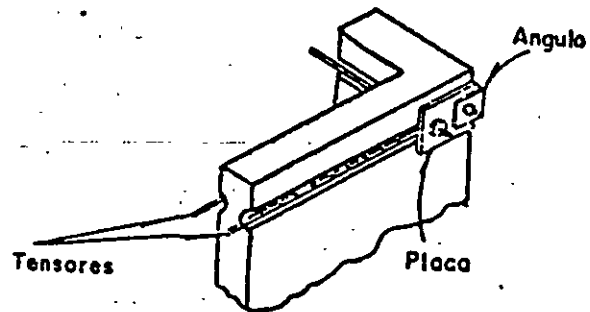


Fig 3 Refuerzo con viga - cadena de concreto

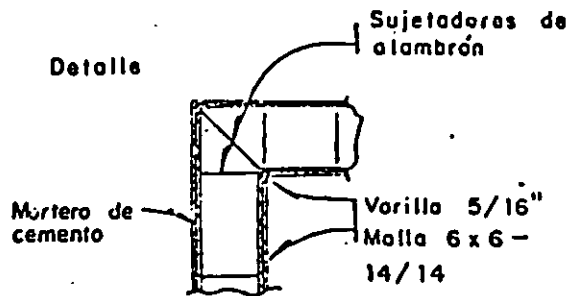


(a) Refuerzo con viga de madera

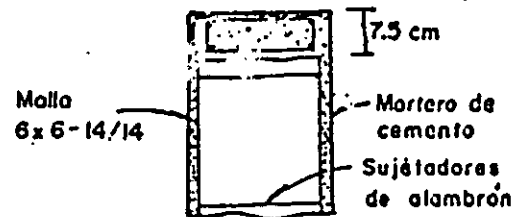


(b) Refuerzo con tensores de acero

Fig 4 Otros procedimientos



PLANTA



Detalle en la parte superior del muro

ELEVACION

Fig 5 Recubrimiento de mortero sobre malla

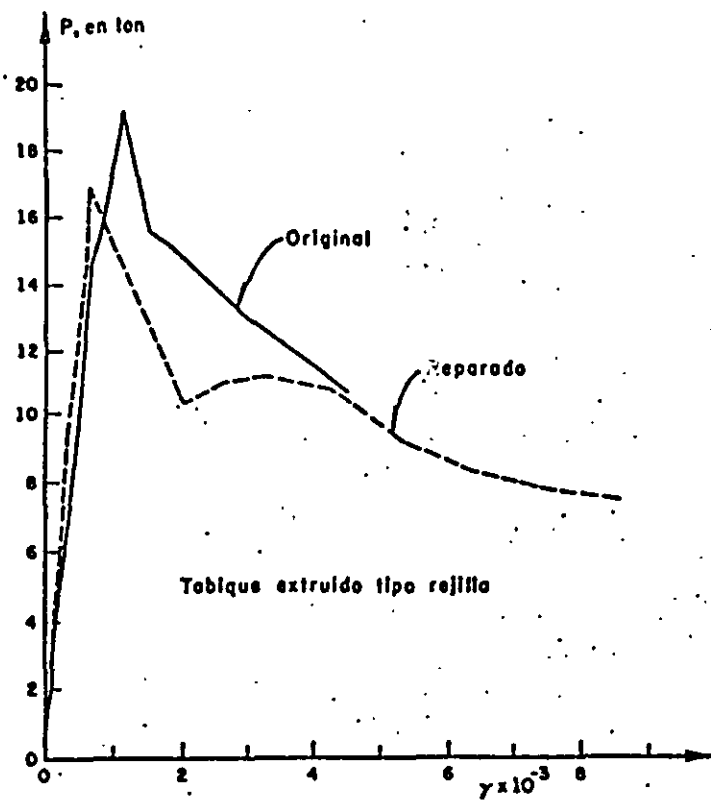


Fig 6 Muro 1. Reparación de grieta con adhesivo Polímer

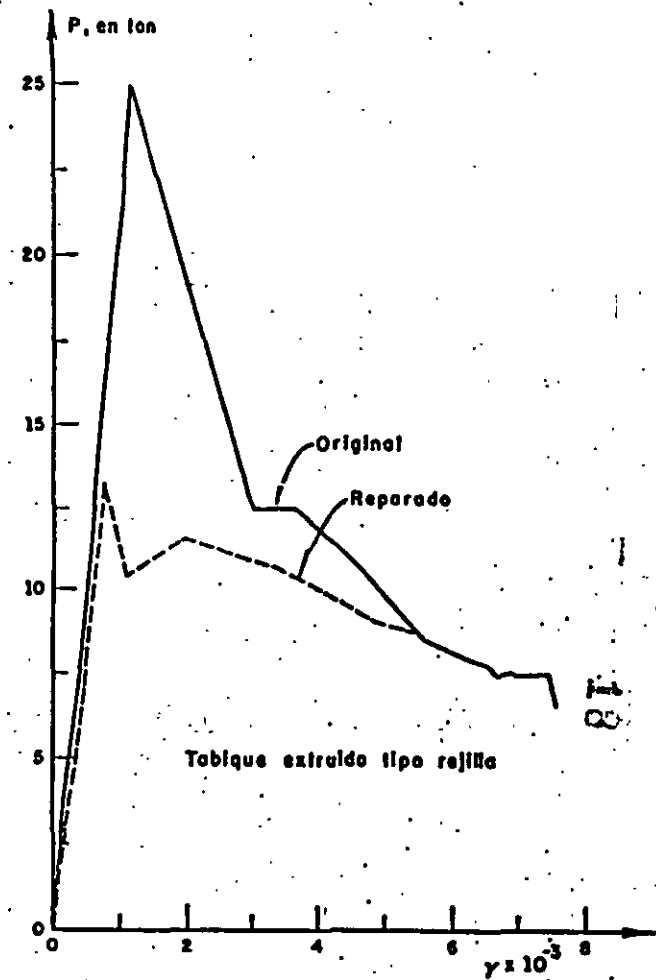


Fig 7 Muro 2. Reparación de grieta con Adhesión

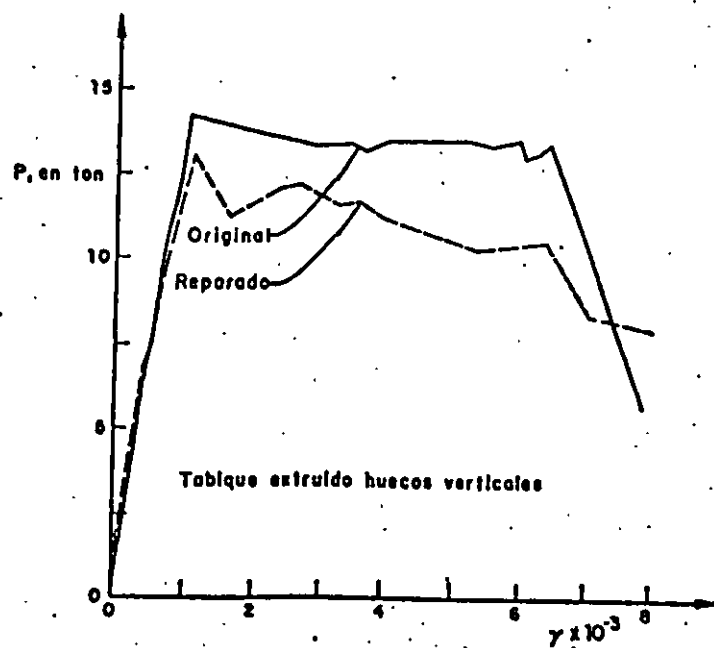


Fig 8 Muro 3. Reparación de grieta con mortero común, malla de gallinero y aplanado de yeso y cemento

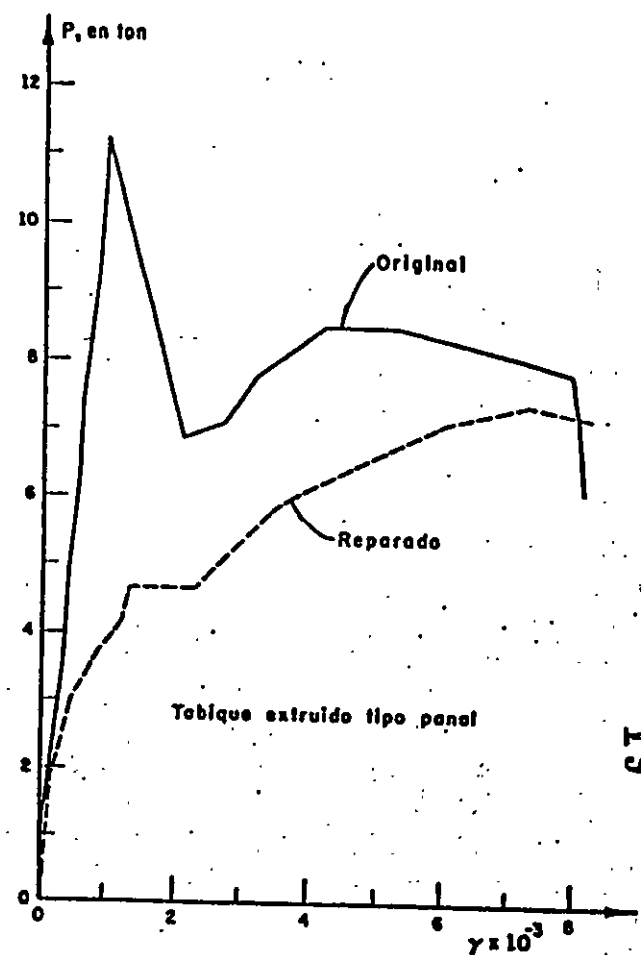


Fig 9 Muro 4. Reparación de grieta con mortero común

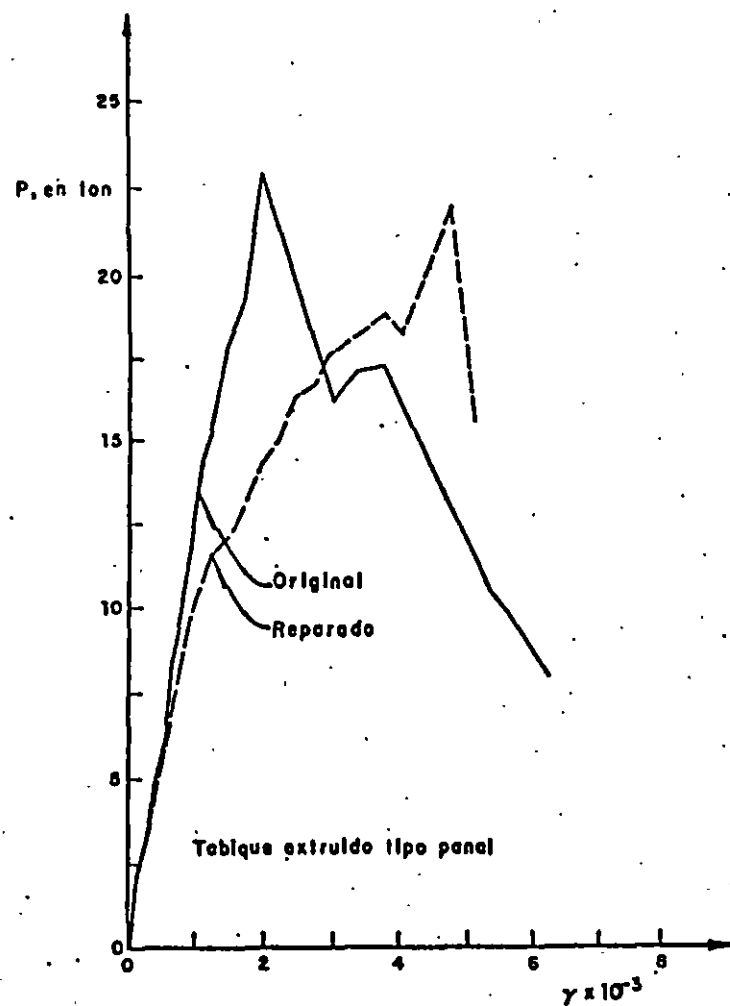


Fig 10 Muro 5. Reparación de grieta con mortero común, malla trenzada y aplanado de mortero

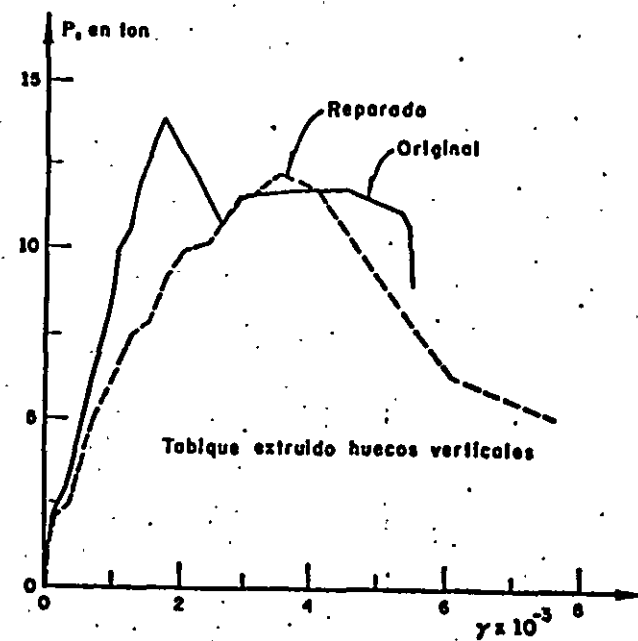


Fig 11 Muro 6. Reparación de grieta con mortero común, malla de gallinero y aplanado de yeso y cemento

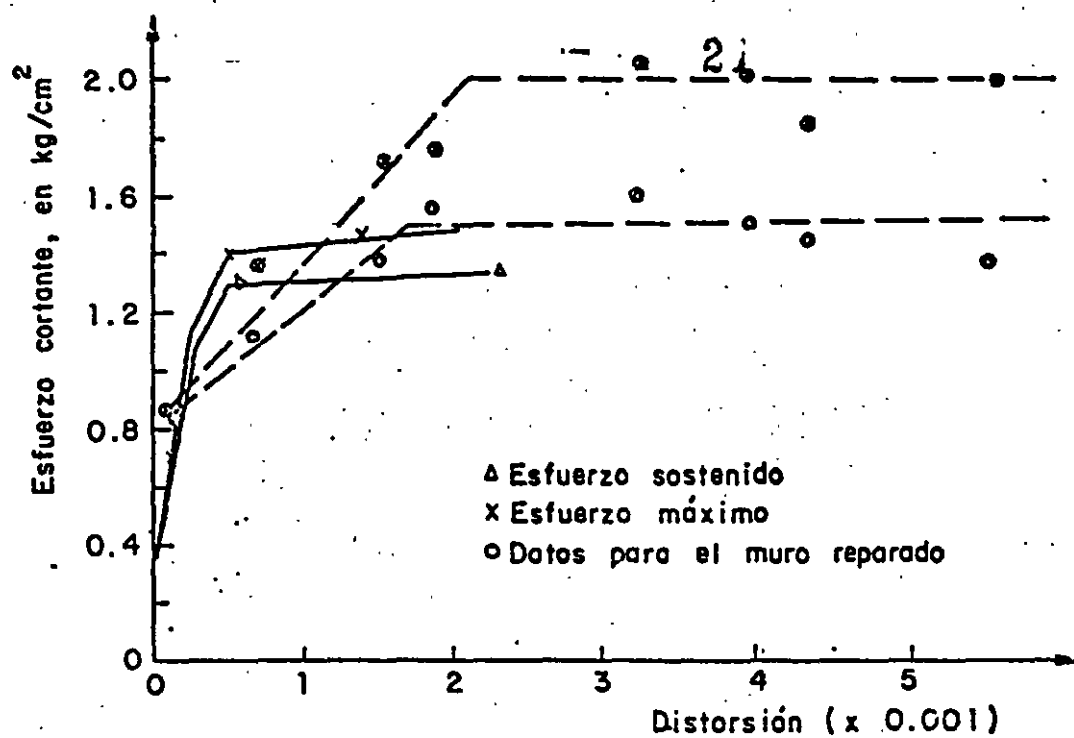


Fig 12. Envolventes de esfuerzos del muro 7

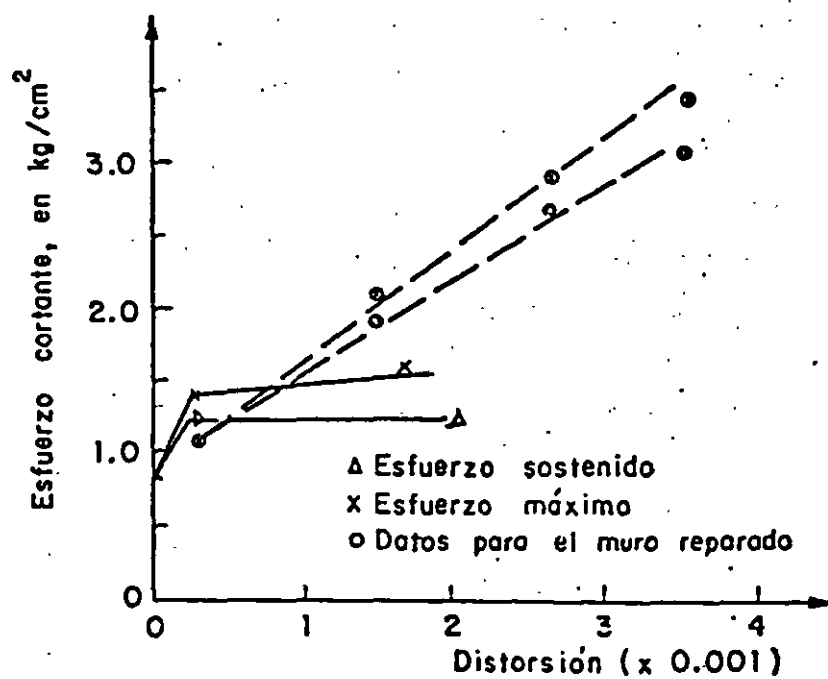


Fig 13. Envolventes de esfuerzos del muro 8

LAS NORMAS TECNICAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA DEL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

Roberto Meli

BASES Y ALCANCE DE LAS MODIFICACIONES

La revisión del Reglamento y de sus Normas Técnicas tuvo como objetivos principales incorporar las lecciones derivadas del comportamiento de los edificios en los sismos de septiembre de 1985 y actualizar los distintos documentos con base en la experiencia adquirida por su aplicación en los más de diez años de su vigencia y en los nuevos conocimientos que sobre el tema se han generado en el país y en el extranjero.

Las normas de mampostería de 1976 representaron un cambio radical con respecto a la práctica de diseño anterior, por su presentación en un formato de diseño moderno y racional basado en las propiedades mecánicas del material y en los resultados experimentales así como en la evidencia del comportamiento de estructuras reales. Esas normas sirvieron de modelo para diversas recomendaciones y reglamentos de otros países sobre la materia. En la nueva versión no se consideraron necesarias modificaciones radicales al documento; solamente se procuró la reorganización de las disposiciones para hacerlas más claras, la simplificación de algunos métodos de diseño que resultaban de un grado de complejidad poco justificado en vista de las,

deterioro de los materiales que constituyan los muros y los techos, debido al intemperismo y a las filtraciones. No pueden considerarse estas viviendas representativas de las construcciones que se obtendrían aplicando las normas de 1976.

- c) Agrietamiento de viviendas de bloque y tabique. Numerosos fueron también los daños que se detectaron en viviendas de tabique con características similares a las requeridas por las normas recientes, sobre todo en las colonias Alamos, Obrera y Doctores. De las decenas de construcciones de este tipo que se revisaron en detalle, se concluyó que en su gran mayoría los agrietamientos existían previamente al sismo y eran debidos a hundimientos diferenciales. Los casos en que el daño era claramente atribuible al sismo mostraban una debilidad manifiesta ante cargas laterales en general por escasez de muros en una dirección. Por el contrario fueron numerosos los casos de viviendas con resistencia claramente inferior a la requerida por las normas vigentes y que tuvieron comportamiento satisfactorio.

Por otra parte los registros del movimiento del terreno obtenidos en la zona del lago indican que las aceleraciones fueron sustancialmente superiores a las previstas en el reglamento anterior, lo cual condujo a que en la nueva versión se impusiera un incremento en los coeficientes sísmicos tanto en dicha zona como en la de transición. Para reflejar la diferente

niveles los efectos son significativos; por ejemplo diversos de los proyectos de vivienda multifamiliar de cinco pisos que se han empleado extensamente hasta la fecha deberán ser modificados para lograr el incremento en su resistencia a carga lateral que exige la nueva normativa.

En otros aspectos las modificaciones principales se encuentran en el método de diseño por cargas verticales y en la reorganización de los capítulos sobre métodos de diseño por cargas verticales y horizontales. Estos cambios no deberían redundar en diferencias significativas en los resultados del diseño. En las secciones siguientes de este artículo se comentarán los cambios a cada capítulo específico de las normas.

CAPITULO 1. CONSIDERACIONES GENERALES

Al igual que en la versión anterior las normas cubren tanto la mampostería de piedras naturales como la de piedras artificiales (bloques, ladrillos, tabiques). Aunque lo relativo a propiedades mecánicas es de aplicación general, los procedimientos de diseño y requisitos de refuerzo sólo se refieren a muros que cumplan una función estructural; no se incluyen recomendaciones específicas para bóvedas, arcos, vigas o columnas de mampostería.

Existe un gran número de materiales y procedimientos de construcción para muros de mampostería. Solo se incluyen los

sísmico. Los muros de piezas macizas tienen, ante esta sollicitación, un comportamiento menos frágil que los de piezas huecas, en las que la falla de las paredes da lugar a una pérdida brusca de capacidad. Es por ello que en las normas de diseño por sismo se especifica que para muros de piezas macizas, que cumplan con los requisitos de refuerzo impuestos para muros diafragma, confinados o con refuerzo interior, se reduzcan las fuerzas sísmicas por un factor de comportamiento $Q = 2$, mientras que para las piezas huecas debe usarse $Q = 1.5$, lo que implica fuerzas de diseño 33% mayores que en el caso anterior.

La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los muros de mampostería. Por ello se requiere su determinación para fines de control de calidad y para deducir las otras propiedades cuando no se cuenta con determinaciones directas de las mismas.

El valor de diseño de la resistencia en compresión de las piezas se determina como un valor mínimo probable tomando en cuenta la variabilidad de la propiedad en cuestión. En función de la media y coeficiente de variación determinados en los ensayos se calcula con la fórmula especificada en esta sección, un valor de diseño que corresponde aproximadamente a una probabilidad de 2% de no ser alcanzado.

✓

debe cumplir, el mortero en obra para diferentes proporcionamientos; estos valores son fácilmente alcanzados si se efectúa un control razonable en la elaboración del mortero.

2.3 Acero de refuerzo

Para el refuerzo que debe colocarse en castillos y dadas o como refuerzo interior en juntas o en huecos de las piezas se admiten las barras convencionales para refuerzo de concreto, pero también los alambres corrugados con esfuerzo de fluencia nominal de 6000 kg/cm^2 y las mallas electrosoldadas incluyendo el refuerzo de alambre soldado tipo "escalerilla". Es recomendable emplear barras y alambres de pequeño diámetro para asegurar un recubrimiento adecuado y facilitar el correcto llenado de los espacios donde se coloca el refuerzo.

2.4 Mampostería

Para la resistencia de diseño en compresión del conjunto piezas-mortero se proporcionan, en la tabla de la fracción c) de esta sección, valores indicativos para los materiales más comunes sobre los cuales existen suficientes resultados experimentales. Para casos no cubiertos en esa tabla o cuando se quiera obtener una determinación más confiable, será necesario recurrir al ensayo de los materiales específicos que se vayan a emplear.

resistencia de la mampostería a compresión a partir de tablas que están en función de las propiedades de los materiales componentes. La resistencia de la mampostería depende principalmente de la resistencia de la pieza y en menor grado de la del mortero. Se ha observado de ensayos de laboratorio, que la relación entre la resistencia de la pila y de la pieza es aproximadamente lineal. El factor de proporcionalidad es, sin embargo, variable para las distintas piezas, dependiendo principalmente de su forma, del material de que están hechas y de la regularidad de sus dimensiones. Este factor de proporcionalidad es mayor para bloques que para tabiques debido a un número menor de juntas en el muro de bloque. Por ello se tienen tablas distintas para los dos tipos de piezas.

Los castillos y dalas que se colocan en la mampostería confinada contribuyen significativamente a la resistencia en compresión de los muros solo cuando la mampostería es de baja resistencia; por ello se acepta que se incremente la resistencia en compresión en una cantidad fija que es significativa para mampostería débil y poco importante para piezas de alta resistencia. Para la mampostería con refuerzo interior que cumple con los requisitos de cuantía y distribución especificados en la sección 3.4, se permite un ligero incremento de capacidad que es una fracción de la resistencia de la mampostería sin refuerzo. Cuando las cantidades de refuerzo sean sustancialmente superiores a los mínimos especificados será válido calcular la resistencia en compresión con base en las hipótesis de flexocompresión esbozadas

CAPITULO 3. SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERIA

En este capítulo, que no existía en la versión anterior, se han agrupado los requisitos que deben cumplir los muros para ser catalogados en algunas de las cuatro categorías consideradas en las normas.

Los muros diafragma son los que se colocan para cerrar la crujeas formadas por las vigas (o losas) y columnas de marcos de concreto o acero y constituyen un diafragma que incrementa notablemente la rigidez del conjunto ante cargas laterales. Es práctica común ligar estos muros a la estructura principal sobre todo en muros de colindancia y en núcleos de escaleras y servicios. No es admisible ignorar el efecto de estos muros en el análisis por cargas laterales, ya que la gran rigidez que estos proporcionan altera significativamente la distribución de las fuerzas entre los distintos elementos resistentes. Procedimientos prácticos para tomar en cuenta los muros diafragmas en el análisis de marcos se proponen en la ref 1. La gran rigidez que estos muros proporcionan hace que pueda ser perjudicial que se encuentren colocados con una distribución asimétrica en la planta de la estructura o en cantidades radicalmente distintas de uno a otro piso.

Cuando se excede de la capacidad en tensión diagonal de los muros, estos se agrietan pero mantienen una rigidez

castillos, solo un ligero aumento en la resistencia en compresión, según se establece en 2.4.1d). La única forma de incrementar la resistencia en cortante de la mampostería es con refuerzo horizontal colocado en la junta en la forma que se especifica en la sección 3.4.

El refuerzo de muros de piezas huecas con barras verticales colocadas en los huecos de las piezas y con barras horizontales ubicadas en las juntas entre hiladas o en piezas especiales, es un procedimiento de construcción que se está empleando con frecuencia en diversos países aun en zonas sísmicas y en edificios de cierta altura (fig 5). En México la difusión de este procedimiento, conocido como mampostería reforzada, ha sido limitada principalmente por la desconfianza de que puedan realizarse adecuadamente la colocación del refuerzo y el llenado de los huecos, operaciones que son difíciles de supervisar. Los requisitos que se especifican en las normas se derivan de lo que contienen los reglamentos de los EUA y de Nueva Zelanda; las cuantías de refuerzo horizontal y vertical especificadas son las mínimas para las cuales puede esperarse se logre evitar la falla frágil del muro y proporcionar cierta ductilidad. Nuevamente, no se pretende con estos refuerzos lograr un incremento sustancial en la resistencia de la mampostería, solamente un comportamiento más favorable. Es importante observar el requisito del párrafo final de esta sección, el cual indica que para poder emplear los valores de resistencia y factores de seguridad correspondientes a este tipo de mampostería es

en estructuras de vigas y columnas. Además la heterogeneidad de los materiales componentes, las holguras y los aplastamientos y agrietamientos locales entre mortero y piezas y entre estas y el concreto hacen que existan deformaciones inelásticas desde niveles pequeños de carga, lo que altera los resultados de los análisis elásticos. Por ello es aceptable recurrir a simplificaciones drásticas basadas en consideraciones de equilibrio y en la experiencia de comportamiento adecuado.

Para el análisis por cargas verticales es válido suponer que la junta entre muro y losa tiene suficiente capacidad de rotación para liberar al muro de los momentos que podría transmitir la losa debido a la asimetría de la carga vertical y se puede considerar que el muro está sujeto a carga vertical únicamente. Deben, sin embargo, tomarse en cuenta los momentos que no pueden ser redistribuidos por la rotación de la losa, como los que son debidos a voladizos empotrados en el muro o a una posición excéntrica del muro del piso superior y, en muros extremos, por la excentricidad de la carga que transmite la losa que se apoya directamente sobre el muro, mediante el criterio ilustrado en la fig 6.

Es muy recomendable que la estructura cumpla los requisitos indicados en los incisos a) hasta d) de esta sección, para evitar situaciones que puedan dar lugar a la aparición de momentos flexionantes importantes o a efectos de esbeltez significativos. Cuando se cumplen dichos requisitos basta

baja, el comportamiento observado de edificios diseñados con este método ha sido excelente y es indudable que la cantidad de área transversal de muros que se tiene en cada dirección es el parámetro decisivo en definir la capacidad sísmica de construcciones de este tipo.

4.2 Resistencia a cargas verticales

La expresión para el cálculo de la carga vertical resistente es la misma de la versión anterior; según ella la capacidad es igual al área transversal del muro por el esfuerzo resistente en compresión de la mampostería; el producto es afectado por un coeficiente de reducción que toma en cuenta las diferencias en excentricidad y esbeltez entre un muro y la pila en que se basa la determinación de f^* . El resultado debe multiplicarse por el factor de resistencia que se considera igual a 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente y a 0.3 para muros no reforzados, ya que en éstos últimos se requiere de un factor de seguridad muy superior por el carácter frágil de su falla y por su sensibilidad a los efectos accidentales.

Cuando se cumplen los requisitos de regularidad y de relaciones geométricas anteriormente mencionados pueden usarse los valores directamente especificados para el factor por excentricidad y esbeltez, F_E , según se trate de muros interiores o exteriores. En caso contrario, F_E debe determinarse con una expresión que es más sencilla que la de la versión anterior y que está derivada

puede incrementarse hasta tres veces cuando se toma en cuenta el efecto favorable de la carga axial de compresión que contrarresta los esfuerzos de tensión generados por el cortante y por la flexión.

El factor de reducción, F_R , se ha incrementado de 0.6 a 0.7 tomando en cuenta que en los sismos de 1985 la mampostería mostró tener una resistencia significativamente superior a la calculada.

Las dalas y castillos que se colocan en la mampostería confinada tienen por objeto proporcionar cierta ductilidad a los muros pero no modifican significativamente la carga que produce el agrietamiento diagonal del muro y, aunque aumentan la capacidad máxima, este incremento se pierde cuando se aplican ciclos de carga alternadas. Por tanto no se admite incremento de capacidad por este concepto. De manera similar el refuerzo vertical y horizontal mínimo que se requiere colocar en los muros de mampostería con refuerzo interior no modifica sustancialmente la carga de agrietamiento diagonal, solo permite mantener esa capacidad para deformaciones algo mayores que la de agrietamiento, aun cuando estas se repiten cierto número de veces.

Los ensayos realizados en muros de distintas características (ref 2) muestran que para poder sostener cargas superiores a la de agrietamiento diagonal se requiere de refuerzo horizontal en

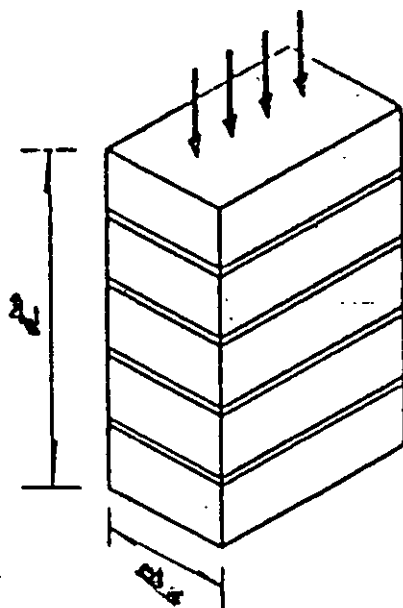
la necesidad de una supervisión continua y calificada especialmente en la construcción de muros de mampostería reforzada.

CAPITULO 6. MAMPOSTERIA DE PIEDRAS NATURALES

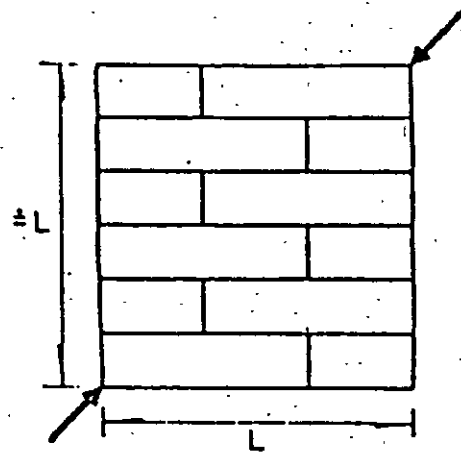
Tampoco este capítulo ha sido modificado con respecto a la versión anterior. El procedimiento de cálculo de la resistencia es congruente con el que se especifica para la mampostería de piedras artificiales. La información de que se dispone sobre las propiedades mecánicas de la mampostería es muy escasa. Los valores propuestos se suponen conservadores para la calidad de la mampostería comúnmente usada en México.

REFERENCIAS

1. Bazán, E. y R. Meli "Manual de Diseño Sísmico de Edificios"
LIMUSA, México, 1985, 241 pp
2. Hernández, O. y R. Meli "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería" Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ No. 382, México, D.F., dic 1976, 32 pp.



a) Compresión simple



b) Compresión diagonal

Fig 2 Ensayes para determinación de propiedades mecánicas de la mampostería

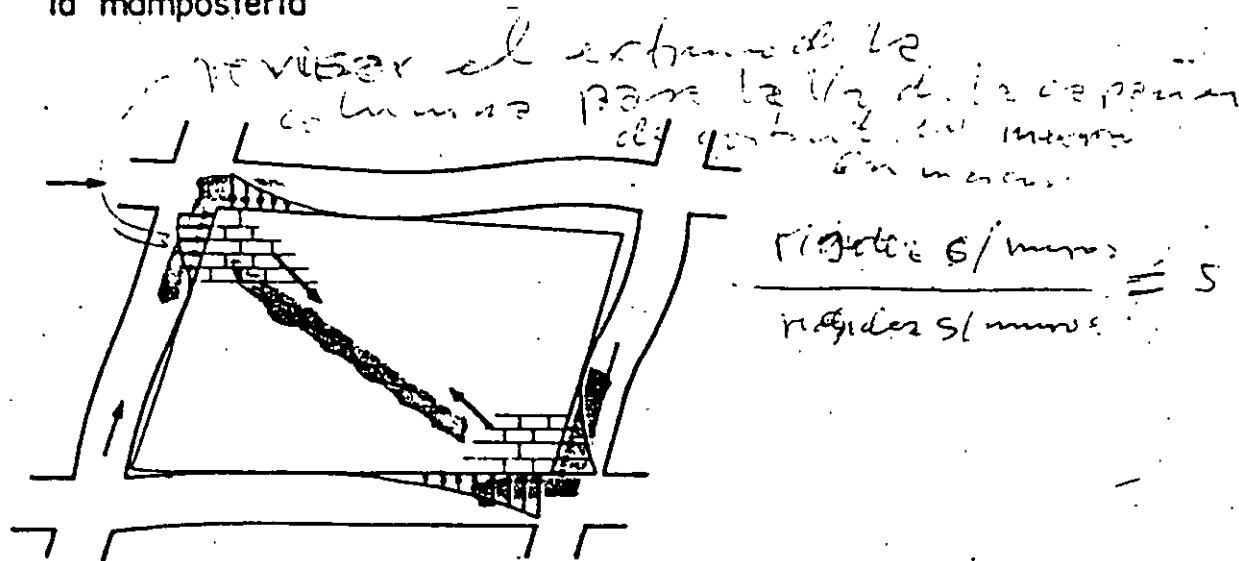
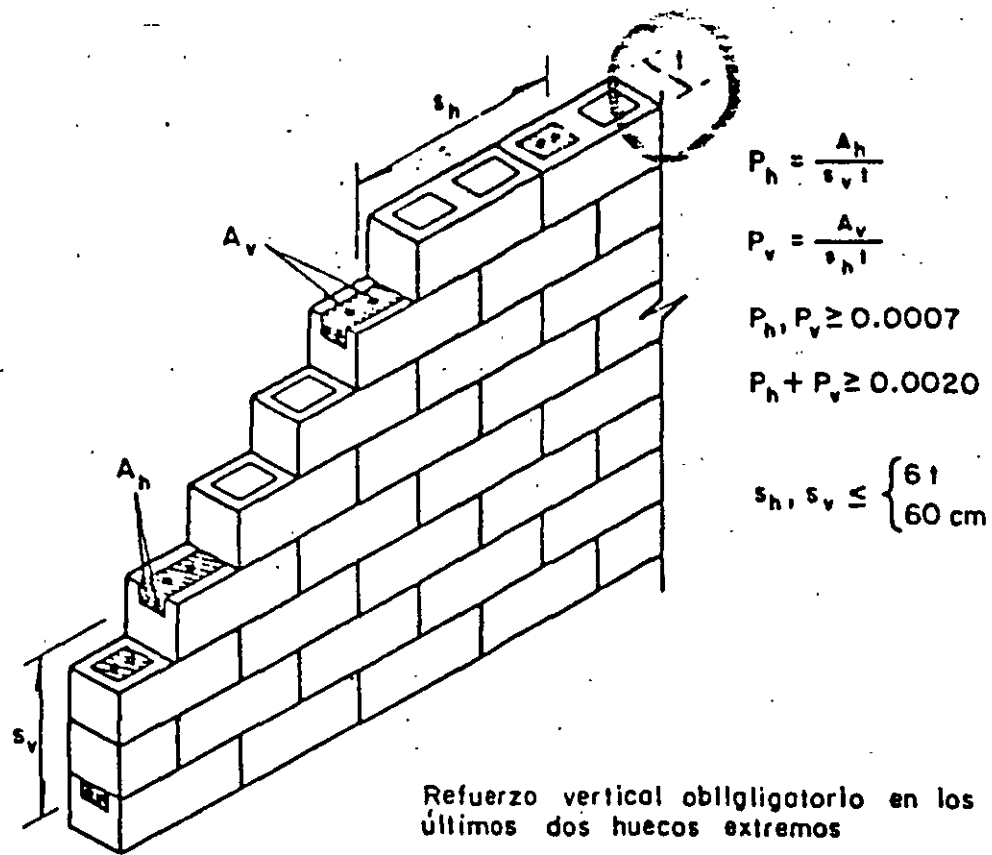
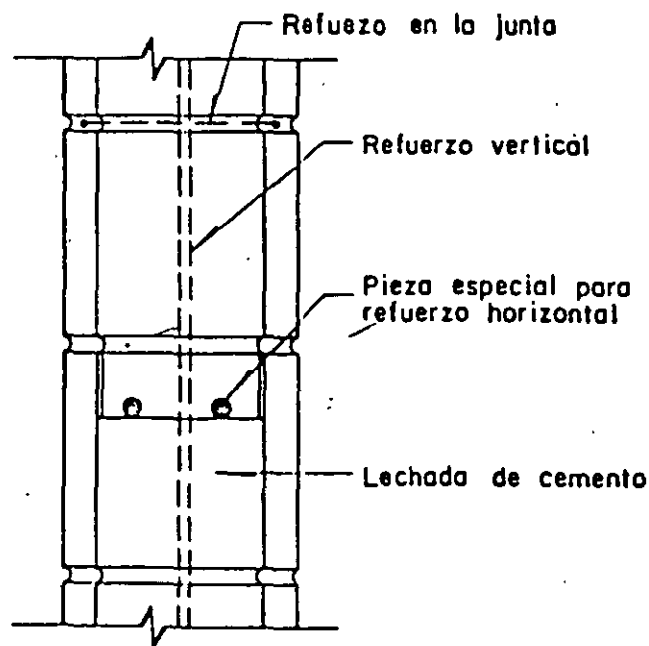


Fig 3 Interacción entre un muro-diafragma y el marco que lo rodea



a) Requisitos de refuerzo



b) Modalidades de colocación del refuerzo

Fig 5 Características de la mampostería reforzada



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

**ING. JOSÉ LUIS SÁNCHEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ *

RESUMEN

En este escrito se dan las condiciones básicas que debe cumplir una estructura de acero para tener un buen comportamiento en zonas sísmicas. Se hace énfasis en la importancia de la disipación de energía de los sistemas estructurales, por amortiguamiento interno, por comportamiento inelástico y por amortiguamiento externo. Se muestra el comportamiento característico de los sistemas contraventeados y se hacen ver sus ventajas como elementos estructurales que proporcionan simultáneamente rigidez y ductilidad.

Las fuerzas que un movimiento sísmico genera sobre una estructura son función de la energía cinética que el movimiento del terreno le impone y de su capacidad para disiparla.

La magnitud de la energía que el movimiento impone depende de varios factores, cuya importancia relativa podría establecerse como sigue:

Supongamos que el efecto sísmico sobre una estructura es proporcional a la energía que el movimiento le transmite y que una medida de ella es la que ocurre en un oscilador de un grado de libertad. El valor de esta energía podría obtenerse de un espectro de amplitud de Fourier pero, con el fin de hacer evidentes los parámetros que interviene en el problema, se sobresimplificará este suponiendo que la acción equivalente a la sollicitación sísmica es armónica, y que, además, la energía que impone el movimiento sísmico es la misma si el sistema trabaja elásticamente y la disipa solo por amortiguamiento interno o si trabaja inelásticamente y la disipa también por deformación inelástica en sucesivos ciclos de histéresis. Teniendo en cuenta lo anterior puede escribirse que la acción equivalente a la

sollicitación sísmica $p_o = M \ddot{y}_s(t)$ es:

$$p_o = M \ddot{y}_s \sin \omega t$$

en que M es la masa del oscilador, $\ddot{y}_s$ es la aceleración máxima del terreno y ω su frecuencia angular.

En ese caso la amplitud del movimiento puede expresarse como (4):

$$A = M \frac{\ddot{y}_s}{K} \left[\frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2 \xi \beta)^2}} \right]$$

en que $\beta = \frac{\omega}{\omega_n} = \frac{T}{T_s}$ y ξ es el porcentaje del amortiguamiento crítico que tiene la estructura.

K es la rigidez, T es el periodo natural de vibración de la estructura y T_s el del suelo.

y la energía total que la estructura debería absorber de comportarse elásticamente, esta dada por:

$$U = \frac{1}{2} M \omega^2 A^2 = \frac{1}{2} K A^2$$

Entonces:

$$U = \frac{K}{2} \frac{M^2 \ddot{y}_s^2}{K^2} \left(\frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2 \xi \beta)^2}} \right)^2$$

$$U = \frac{M^2 \ddot{y}_s^2}{2K} \left(\frac{1}{(1 - \beta^2)^2 + (2 \xi \beta)^2} \right)$$

La rigidez de la estructura puede relacionarse con el periodo natural de vibración si se considera aplicable la expresión para una estructura elástica de un grado de libertad.

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K}{M}}}; T^2 = \frac{4\pi^2 M}{K}; K = \frac{4\pi^2 W}{g T^2}$$

W es el peso de la construcción y g la aceleración de la gravedad.

Entonces:

$$U = \frac{M \ddot{y}_s^2 T^2}{8\pi^2} \left(\frac{1}{(1 - \beta^2)^2 + (2 \xi \beta)^2} \right)$$

Es claro que para una misma estructura este valor depende del lugar en que se encuentra ubicada; caracterizado por la aceleración del suelo, $\ddot{y}_s$ que ahí pueda esperarse, y por el periodo de vibración característico del lugar que se refleja en el valor de β .

A está en cm, T en seg, $\ddot{y}_s$ en cm/seg², K en t/cm, M en $\frac{t \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$ y U en T-cm

Para la ciudad de México, tomando la información del sismo de 1985 como base, y considerando que la aceleración en el terreno, medida en la zona III centro, fuera de aproximadamente 150 gals., podría escribirse:

Zona de lomas (I)	$\ddot{y}_s = 0.04g; T_s < 1.0$
Zona de transición (II)	$\ddot{y}_s = 0.08g; 1.0 \leq T_s \leq 1.5$
Zona del lago centro (III)	$\ddot{y}_s = 0.16g; 1.5 < T_s \leq 2.5$
Zona del lago virgen (III)	$\ddot{y}_s = 0.08g; T_s > 2.5$

Por lo tanto:
en zona de lomas

$$U = \frac{T^2 W}{8\pi^2 g} 0.0016g^2 \left(\frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right)$$

$$U = 0.02 \frac{T^2}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} W$$

en zona de transición y lago virgen

$$U = 0.08 \frac{T^2}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} W$$

en la zona del lago centro

$$U = 0.32 \frac{T^2}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} W$$

Estas expresiones pueden tabularse en función de T , β y ξ y obtener parámetros que indican la importancia de las fuerzas sísmicas que actúan sobre una estructura.

La tabla 1 es un ejemplo, en el que puede observarse la gran diferencia del efecto sísmico que es de esperarse entre estructuras localizadas en las zonas I y II y las que se localizan en la zona III del D.F.

La parte sombreada de la tabla corresponde a combinaciones de T y T_s que pondrían a una estructura en condiciones críticas.

Los valores indicados en la tabla 1 multiplicados por el peso del edificio darían una idea de la energía que les impone el sismo y que debe disiparse.

Resulta claro que una forma importante para reducir la energía que se trasmite a la estructura es evitar la cercanía de su periodo de vibración con el del movimiento esperado del terreno. La información relativa a los periodos de vibrar del suelo es todavía escasa, es por ello importante incrementarla mediante una zonificación detallada de las zonas urbanas en áreas sísmicas. Esta actividad debería ser una prioridad importante y reflejar sus resultados en los Reglamentos de Construcción.

La capacidad para disipar de inmediato la mayor cantidad posible de la energía que el movimiento del terreno trasmite es también importante. Puede disiparse por amortiguamiento interno, por deformaciones inelásticas o con disipadores de energía o amortiguadores colocados con ese fin. Estos últimos, siendo seguramente la mejor opción, aún no se utilizan comúnmente y su desarrollo está en proceso.

El amortiguamiento interno en las estructuras esqueléticas del acero, que constituyen los sistemas constructivos más frecuentes cuando se utiliza este material, es muy pequeño, el valor de 5% que suele considerarse en los espectros de diseño a menudo está lejos de ser conservador. La disipación de energía por comportamiento inelástico resulta entonces fundamental.

$$\zeta = 0.25$$

		Ts	0.4	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
T	0.2	0.00127	0.00426	0.00341	0.01312	0.01294	0.01286	0.00320	0.00320	0.00319	
	0.4	0.01272	0.04392	0.01706	0.05777	0.05461	0.05322	0.01312	0.01301	0.01294	
	0.5	0.00703	0.07949	0.03180	0.09719	0.08886	0.08532	0.02087	0.02060	0.02043	
	1.0	0.00068	0.00795	0.31795	0.75747	0.50872	0.42644	0.09719	0.09202	0.08886	
	1.5	0.00026	0.00270	0.08416	2.86157	2.15459	1.43193	0.28616	0.25108	0.23116	
	2.0	0.00014	0.00139	0.03180	1.21196	5.08723	4.39160	0.75747	0.59409	0.50872	
	2.5	0.00009	0.00085	0.01706	0.51549	2.81063	7.94880	1.86085	1.35202	1.05929	
	3.0	0.00006	0.00058	0.01080	0.28616	1.34662	5.16902	2.86157	2.81583	2.15459	
	3.5	0.00004	0.00042	0.00751	0.18447	0.77595	2.75922	2.06877	3.89491	3.95281	
	4.0	0.00003	0.00032	0.00555	0.13003	0.50872	1.65514	1.21196	3.02637	5.08723	

C	0.04	0.08	0.08	0.16	0.16	0.16	0.08	0.08	0.08
---	------	------	------	------	------	------	------	------	------

El acero utilizado en estructuras es un material dúctil, puede aceptar deformaciones importantes sin fallar, tiene pues capacidad para permitir las deformaciones inelásticas que puedan requerirse. No todos los aceros cumplen con los requisitos de ductilidad que se requieren en zonas sísmicas; específicamente se exige un comportamiento como el que se muestra en la fig. 1 en que se representa esquemáticamente la gráfica esfuerzo-deformación obtenida de una prueba de tensión.

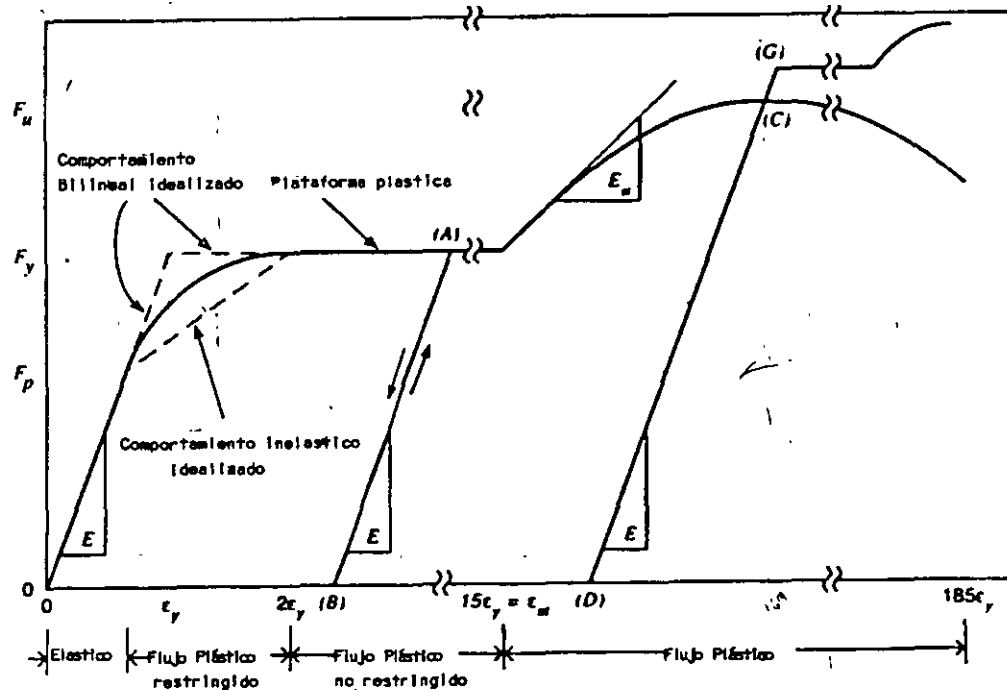


Figura 1 (Ref. 5)

La gráfica debe presentar una zona amplia de deformaciones crecientes bajo esfuerzo constante, con alargamiento a la ruptura no menor del 20% en probetas de 2" y una zona de endurecimiento por deformación tal que la relación entre la resistencia a la ruptura en tensión y el esfuerzo de fluencia este comprendido entre 1.2 y 1.8.

El AISC excluye aquellos aceros que tengan un esfuerzo de fluencia mayor de 3515 Kg/cm², a menos que pueda demostrarse que su comportamiento inelástico es aceptable.

El hecho de que el material sea dúctil no implica que la estructura fabricada con él sea también dúctil, por el contrario, para lograrlo deben tomarse una serie de cuidados especiales, a veces no fáciles de conseguir, que son los que hacen que una estructura de acero pueda considerarse adecuada para funcionar en zonas sísmicas.

Estos cuidados se reflejan en las normas para diseño, algunas de las cuales mencionaremos a continuación.

Se trata, en general, de lograr estructuras que sean capaces de entrar localmente en el rango de comportamiento inelástico del material un número sustancial de veces durante el movimiento del edificio, sin fallar.

Las deformaciones inelásticas se presentan en zonas puntuales de la estructura. Se pretende que se formen ahí las llamadas articulaciones plásticas, cuya rotación más allá de la que corresponde al rango de comportamiento elástico del material disipa energía. Cada articulación plástica sería un disipador y, dada la limitada cantidad de energía que cada una de ellas es capaz de desarrollar, suele requerirse un buen número para disipar la energía necesaria, número que, sin embargo, está limitado por la formación del mecanismo que conduce al colapso de la construcción.

La falla más común que impediría que se adquirieran las deformaciones requeridas es, en estructuras de acero, su pandeo local o general, y las recomendaciones relativas a las condiciones que debe cumplir la estructura van dirigidas, sobre todo, a evitar que este fenómeno se presente.

Para lograr los giros necesarios las zonas de articulaciones plásticas deben atiesarse de modo de impedir que ocurra el pandeo de las piezas antes de que ellos se produzcan.

Si se coloca un contraventeo lateral adecuado en los perfiles que forman la estructura y se conservan las relaciones ancho/grueso de patines y almas por debajo de ciertos límites, se logra que tanto el pandeo lateral como el local se retarden lo suficiente para obtener un comportamiento satisfactorio.

En vigas, la presencia del pandeo depende de su esbeltez, dada por la relación l_b/r_y (longitud no arriostrada entre radio de giro mínimo), y de la variación del momento flexionante a lo largo del claro, la condición más desfavorable es con momento constante.

La longitud no soportada lateralmente $L_p = 1250\sqrt{F_y}$ permite capacidades de rotación en las articulaciones, suficientes para vigas de marcos dúctiles de sección transversal I ó H.

Si el pandeo lateral no es crítico, la resistencia de las piezas en flexión se agota cuando se pandea localmente alguno de sus elementos planos. Ello depende de las relaciones ancho/grueso de las placas que forman las vigas de la estructura, si son demasiado esbeltas el pandeo local puede impedir que se alcancen los momentos M_p o M_y (M_p es el momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión, con la sección transversal completamente plastificada, y M_y el que corresponde a la iniciación del flujo plástico, en los puntos de la sección más alejados del eje de flexión).

En las normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se indican los tipos de secciones que se reconocen atendiendo a sus relaciones ancho espesor y se indican los estados límites de resistencia correspondientes.

Secciones tipo 1. Capaces de desarrollar el momento plástico en vigas y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, con capacidad de rotación suficiente para poder ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente en zonas sísmicas. Reciben el nombre de "secciones para diseño plástico"

Secciones tipo 2. El estado límite de resistencia es el mismo que el de las tipo 1, pero sin requisitos de capacidad de rotación requeridos para zonas sísmicas. Se conocen también como "secciones compactas".

Secciones tipo 3. Capaces de desarrollar el momento correspondiente al inicio del flujo plástico en vigas, o ese momento reducido por compresión, en barras flexocomprimidas. Se conocen también como "secciones no compactas".

VALORES MAXIMOS ADMISIBLES DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO (Ref. 1)

DESCRIPCION DEL ELEMENTO	CLASIFICACION DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (DISEÑO PLASTICO)	TIPO 2 (COMPACTAS)	TIPO 3 (NO COMPACTAS)
ALAS DE ANGULO SENCILLOS Y DE ANGULOS DOBLES CON SEPARADORES, EN COMPRESION; ELEMENTOS COMPRIMIDOS SOPORTADOS A LO LARGO DE UNO SOLO DE LOS BORDES LONGITUDINALES.	_____	_____	$640 / \sqrt{F_y}$
ATIESADORES DE TRABES ARMADAS, SOPORTADOS A LO LARGO DE UN SOLO BORDE LONGITUDINAL.	_____	_____	$800 / \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES T	_____	$540 / \sqrt{F_y}$	$1100 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, DE SECCION	$460 / \sqrt{F_y}$	$540 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, EN COMPRESION PURA; PLACAS QUE SOBRESALEN DE MIEMBROS COMPRIMIDOS (1)	$830 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCION EN CAJON, LAMINADAS O SOLDADAS, EN FLEXION; CUBREPLACAS ENTRE LINEAS DE REMACHES, TORNILLOS O SOLDADURAS. ATIESADORES SOPORTADOS A LO LARGO DE LOS BORDES PARALELOS A LA FUERZA.	$1600 / \sqrt{F_y}$	$1600 / \sqrt{F_y}$	$1600 / \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES I O H Y PLACAS DE SECCIONES EN CAJON, EN COMPRESION PURA (1)	$2100 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$
ALMAS EN FLEXION	$3500 / \sqrt{F_y}$	$5300 / \sqrt{F_y}$	$8000 / \sqrt{F_y}$
ALMAS FLEXOCOMPRIMIDAS	$\text{Si } P_u / P_y \leq 0.28, (2)$ $\frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1 - 1.4 P_u / P_y)$ $\text{Si } P_u / P_y \leq 0.28,$ $\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	$\text{Si } P_u / P_y \leq 0.15,$ $\frac{5300}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7 P_u / P_y)$ $\text{Si } P_u / P_y > 0.15,$ $\frac{3339}{\sqrt{F_y}} (1 - 0.371 P_u / P_y)$	$\text{Si } P_u / P_y \leq 0.15,$ $\frac{8000}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7 P_u / P_y)$ $\text{Si } P_u / P_y > 0.15,$ $\frac{5228}{\sqrt{F_y}} (1 - 0.598 P_u / P_y)$
SECCIONES CIRCULARES HUECAS EN COMPRESION AXIAL (3)	$132000 / F_y$	$184000 / F_y$	$235000 / F_y$

(1) En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3.

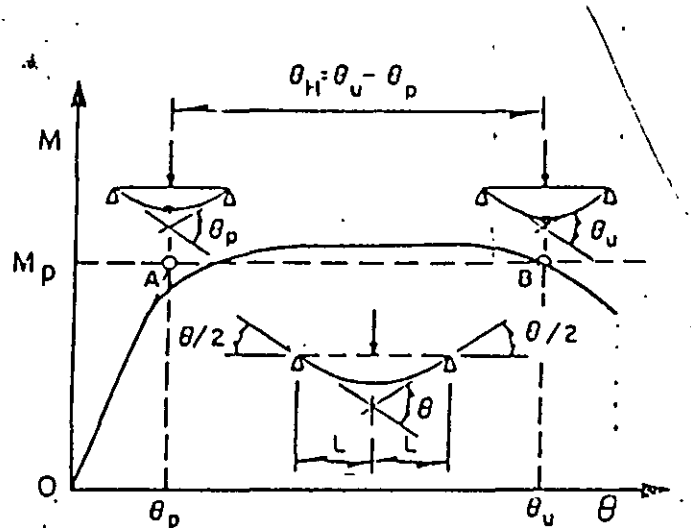
(2) P_u es la fuerza axial de diseño.

(3) Ver 2.3.5

En la figura 2 se representa una gráfica momento-rotación de una viga I y se define la capacidad de rotación de la viga como:

$$R = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1$$

θ_u Es la rotación correspondiente al punto en que la rama descendente de la curva de la fig. 2 cruza la recta horizontal, $M = M_p$, y θ_p es la rotación elástica representada por la abscisa del punto A.



Capacidad de rotación $R = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1$

Rotación plástica en la articulación $\theta_H = \theta_u - \theta_p$

Factor de ductilidad $Q = \theta_u / \theta_p$

$R = Q - 1, Q = R + 1$

Figura 2 (Ref. 1)

En las regiones en las que se formarán, eventualmente, las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso de muchas estructuras construidas en zonas de alta sismicidad, se requieren capacidades de rotación altas. Se ha sugerido que para que una estructura desarrolle una ductilidad de conjunto de 3 a 5 los factores de ductilidad de entrepiso pueden estar comprendidos entre 3 y 10, y los de los miembros individuales estarán, probablemente, en el intervalo de 5 a 15, o aún más. En estos casos es prudente dimensionar los miembros estructurales de manera que, al menos en las zonas de formación de articulaciones plásticas, tengan capacidades de rotación de alrededor de 10.

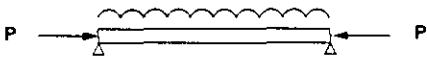
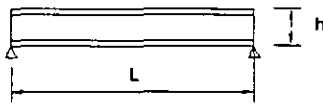
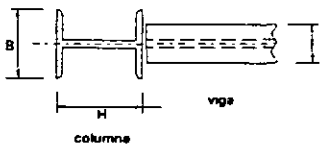
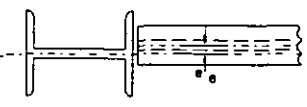
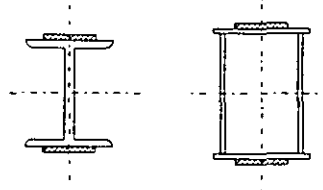
Utilizando resultados experimentales se encuentra que para que R sea igual a 10 se requiere que el patín comprimido de las secciones I y H satisfagan la condición:

$$\frac{b}{2t} \leq \frac{437}{\sqrt{F_y}}$$

b es el ancho de los patines y t su espesor,

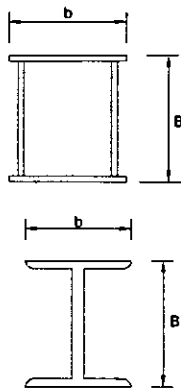
Este es el valor especificado en las recomendaciones del AISC para diseño sísmico de edificios con estructura de acero.

Adicionalmente las vigas que componen una estructura dúctil deben cumplir con ciertas condiciones obtenidas del estudio de su comportamiento, tanto experimental como en condiciones reales ante acciones dinámicas. Estas condiciones se presentan a continuación.

TABLA 2 Vigas en "marcos dúctiles"	
a)	$P < \frac{P_y}{10}$ 
b)	$\frac{L}{h} > 5$ 
c)	$b < B$ $b < H$ 
d)	$e < \frac{B}{10}$  e=excentricidad del eje de la trabe.
e)	Dos ejes de simetría 
f)	Soldadura continua entre patines y alma.- La requerida por esfuerzos excepto en la zona de articulaciones plásticas en que debe resistir una fuerza igual a la capacidad del alma.
g)	Evitar agujeros en articulaciones plásticas, o en todo caso cuidar mucho su ejecución.
h)	No se permiten agujeros en la zona de articulaciones plásticas si $f_u < 1.5f_y$.
i)	No se permiten empalmes en traveses en la zona de articulaciones plásticas.
j)	Se diseñan para que resistan la fuerza cortante máxima (articulaciones plásticas en sus extremos, o en un extremo y en el centro). Los M_p se calculan para $1.25 F_y$ como una opción usan cortantes de diseño con $\phi = 0.7$.
k)	Longitudes de soporte lateral no más lejos de $L_p = 1250 r_y / \sqrt{F_y}$
l)	Atiesar patines inferiores.

En columnas la resistencia y la ductilidad crecen cuando la relación de esbeltez l/r decrece y decrecen cuando crecen las relaciones ancho espesor. Las condiciones que establecen las normas para columnas en estructuras dúctiles se indican en la tabla 3

TABLA 3
Requisitos para columnas en marcos dúctiles.

- 1.-
- 
- $\frac{B}{b} < 2$
- $b > 0.2 \text{ m}$
- $b < B$
- $\frac{B}{b} < 1.5$
- $b > 0.2 \text{ m}$

2.- $\frac{L}{r} < 60$

3. Para reducir las posibilidades de que se formen articulaciones plásticas en las columnas debe cumplirse en todas las juntas de marcos rígidos que la resistencia a la flexión de las columnas satisfaga la siguiente expresión.

$$\sum Z_c (F_{y_c} - f_a) \geq \sum Z_v F_{y_v}$$

En que $\sum Z_c$ y $\sum Z_v$ son las sumas de los módulos de sección plásticos de las columnas y vigas que concurren a la junta y $f_a \geq 0$ es el esfuerzo axial de diseño en las columnas.

Como una opción se permite el dimensionamiento de las columnas reduciendo el factor de resistencia de 0.9 a 0.7.

4. Para evitar una falla por cortante se calcula esté considerado la longitud de la columna igual a su altura libre y suponiendo que obran en sus extremos momentos del mismo sentido y de magnitud igual al momento máximo resistente que vale $Z_c (F_{y_c} - f_a)$.

También en este caso se permite como una opción utilizar la fuerza cortante obtenida del análisis pero con un factor de resistencia de 0.7.

5. Cuando $P_u / F_r P_n > 0.5$, en que P_u es la fuerza axial de diseño, F_r el factor de resistencia, y P_n la resistencia de la columna, se recomienda que además de las revisiones usuales se satisfagan las siguientes:

En compresión axial.

$$1.2 C_m + 0.5 C_v + 0.4 Q C_s \leq F_r P_n$$

en que C_m , C_v y C_s son las cargas debidas a carga muerta, carga viva y sismo y Q es el factor de comportamiento sísmico; se considerará $0.4 Q \geq 1$. En zonas en que la carga viva puede ser importante (garages, lugares de reunión, etc, en vez de 0.5 C_v se tomará C_v)

En tensión axial

$$0.9 C_m - 0.4 Q \leq F_r P_n$$

$$0.4 Q \geq 1$$

Se pretende con esta revisión evitar que las fuerzas axiales se subestimen al reducir los efectos sísmicos para tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura. Así como para tener en cuenta las aceleraciones verticales no consideradas normalmente en el diseño.

CONEXIONES

Los requisitos que deben satisfacerse en el diseño de las uniones tienen por objeto asegurar que las deformaciones plásticas que pueden presentarse en ellas durante la respuesta a sismos severos no tendrán lugar en los elementos de conexión, sino en alguna de las dos zonas adyacentes, la viga o la junta. El diseño no se hace para las fuerzas obtenidas en el análisis, sino para las resistencias nominales de los miembros que se emplean realmente en la estructura, evitando así que las uniones fallen antes de que se presenten las deformaciones inelásticas necesarias.

Una unión viga-columna se considera adecuada para desarrollar la resistencia de la viga si satisface alguna de las condiciones siguientes:

- a) Los patines de la viga se sueldan a tope, con penetración completa, a los de la columna, y el alma de la viga se conecta a la columna o a una placa vertical soldada a ella, con soldaduras capaces de desarrollar toda su resistencia, o de resistir, como mínimo, el 50 por ciento de la parte del momento plástico de la viga que corresponde al alma más la fuerza cortante que hay en ella, la que se transmite con soldadura adicional o con pernos de alta resistencia que trabajen por fricción.
- b) El módulo de sección plástico de los patines es mayor que el 70 por ciento del módulo de sección plástico de la viga completa (es decir, $b_p t_p (d - t_p) F_{yp} \geq 0.7 M_p$). Los patines de la viga se sueldan a tope, con penetración completa, a los de la columna, y el alma de la viga se conecta a la columna, directamente o a través de una placa, por medio de soldaduras o tornillos de alta resistencia que transmiten la fuerza cortante que haya en ella.
- c) $b_p t_p (d - t_p) F_{yp} \geq 0.7 M_p$. Los patines de la viga se sueldan a tope y el alma se suelda a la columna directamente o por medio de una placa, con una soldadura que tenga una resistencia de diseño no menor que el 20 por ciento de la resistencia nominal a la flexión del alma. La fuerza cortante en la viga se transmite con soldadura adicional o con pernos de alta resistencia que trabajen por fricción.
- d) La conexión, hecha con soldadura o con tornillos de alta resistencia, tiene características diferentes de las indicadas en a, b o c, pero se ha demostrado, por medios analíticos o experimentales, que posee la resistencia requerida. Cuando la demostración se haga analíticamente, la resistencia de diseño de la conexión será 25 por ciento mayor que la del elemento conectado, y no se supondrá que las soldaduras y los tornillos contribuyen a transmitir la misma fuerza.

Las condiciones señaladas en a, b y c, que han de cumplirse para que una conexión entre viga y columna desarrolle la resistencia de la primera, están basadas en resultados de laboratorio, obtenidos mediante ensayos estáticos y dinámicos. Cuando la resistencia en flexión de los patines es un porcentaje elevado de la resistencia de la sección completa, los primeros pueden transmitir el momento plástico por sí solos, gracias al endurecimiento por deformación, por lo que la conexión del alma puede diseñarse sólo para fuerza cortante. En cambio, en secciones en las que el alma contribuye significativamente a la resistencia a la flexión debe conectarse para que se transmita, a través de ella, la fuerza cortante completa y el porcentaje del momento plástico que le corresponde, con lo que se evita un endurecimiento por deformación excesivo de los patines.

Desde fines de los años 50 se cuenta con métodos, para diseñar ese tipo de conexiones sometidas a cargas estáticas, y unos diez años después para el diseño de conexiones viga-columna bajo sollicitaciones sísmicas intensas. Sin embargo, el temblor de Northridge produjo

fallas de tipo frágil en varios miles de conexiones, diseñadas y construidas de acuerdo con las normas en vigor.

En la figura 3 se muestran las conexiones trabe columna recomendadas para zonas sísmicas.

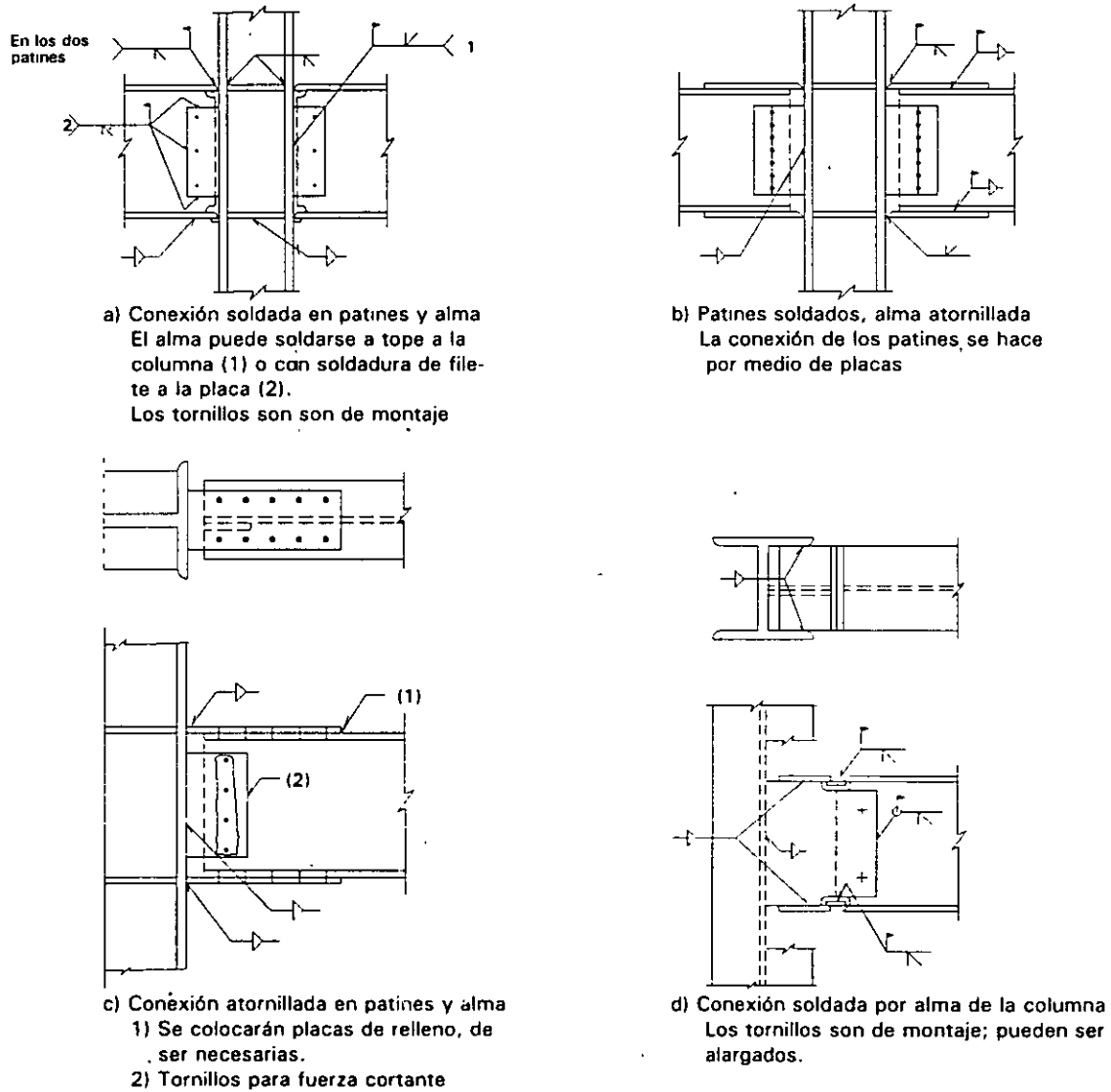


Figura 3 (Ref. 1)

En la figura 4 se muestran las fallas observadas en Northridge.

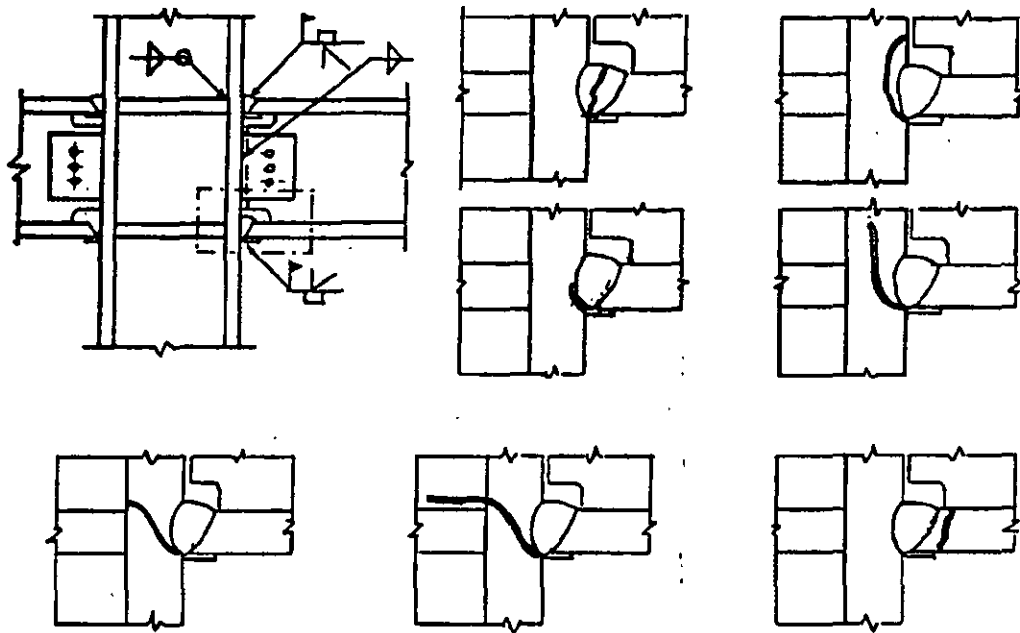


Figura 4 (Ref. 1)

Los problemas que se han mencionado con mayor frecuencia para explicar las fallas ocurridas en North ridge han sido:

1. Ejecución incorrecta de las soldaduras.
2. Grietas preexistentes en las soldaduras o en el metal base adyacente.
3. Esfuerzos residuales en las juntas, generados durante la construcción de la estructura, incluyendo la ejecución de las soldaduras.
4. Falla del patín de la columna, ocasionada por tensiones en la dirección del grueso.
5. Incremento de los esfuerzos de tensión en el patín inferior, debidos a la presencia de la losa en el patín superior, que levanta la posición del eje neutro.
6. Presencia de estados triaxiales de esfuerzos que propician un comportamiento frágil.
7. Concentración en pocos lugares de las uniones rígidas para soportar acciones sísmicas.

La solución, si se desea seguir utilizando conexiones soldadas, parece estar en reforzarlas para que su resistencia aumente, de manera importante, por encima de la de las vigas, de tal forma que las articulaciones plásticas se formen en éstas, sin exigir deformaciones significativas en las conexiones.

CONTRAVIENTOS

Los contravientos son elementos estructurales muy efectivos para incrementar la resistencia lateral de una estructura y reducir su deformación.

Al deformarse un contraviento disipa energía en la medida que adquiere deformaciones inelásticas. Es posible utilizar contravientos cruzados que podrían trabajar solo a tensión, su comportamiento histerético puede observarse en la fig. 5.

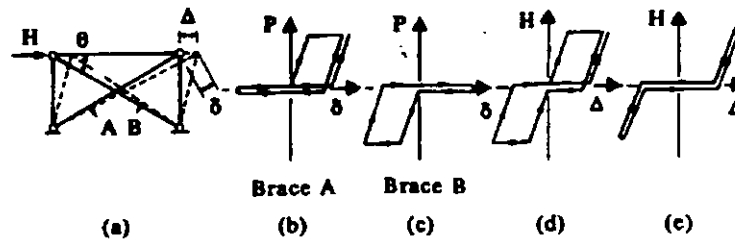


Figura 5 (Ref. 3)

Puede observarse que el contraventeo disipa energía solo cuando la deformación excede la deformación máxima experimentada previamente, debe alargarse más cada ciclo. Si las deformaciones son menores que las correspondientes al esfuerzo de fluencia la disipación de energía es prácticamente nula. Este sistema se considera de baja disipación de energía.

Cuando los contravientos pueden trabajar también a compresión su comportamiento histerético mejora siempre que su esbeltez sea pequeña y no se presenten problemas de pandeo local, en las figuras se muestra el funcionamiento en curvas de histéresis que corresponden a este caso, (en la fig. 6 se presenta el comportamiento esquemático y en la fig. 7 se presenta el resultado de una prueba de laboratorio).

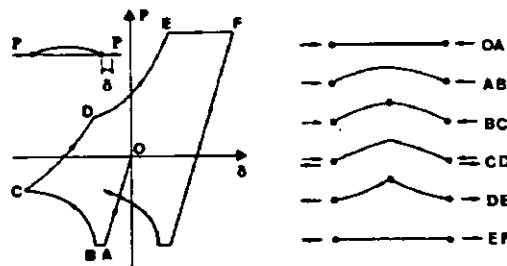


Figura 6 (Ref. 3)

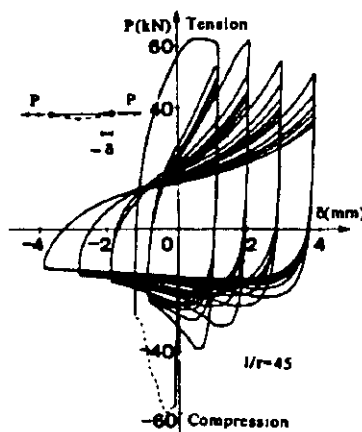


Figura 7 (Ref. 3)

La capacidad para disipar energía depende de la esbeltez de los elementos del contraventeo y se pierde rápidamente si la esbeltez crece.

Algunas recomendaciones para el diseño de miembros de contraventeo son los siguientes:

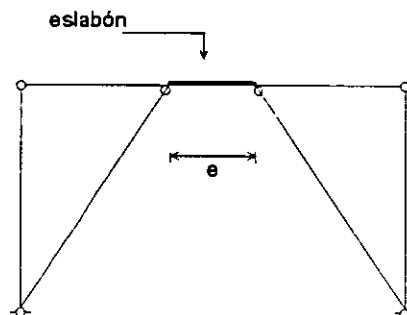
- 1- La relación de esbeltez no será mayor que 60. Con ello se busca contar con cierta capacidad para disipar energía posterior al pandeo.
2. La resistencia a compresión será $0.8 F_R P_n$, es decir el 80% de la que se acepta en columnas con carga estática.
3. Los perfiles utilizados deben tener relaciones ancho/grueso correspondientes a secciones tipo 1 ó 2.

CONTRAVIENTOS EXCÉNTRICOS

La ductilidad de marcos contraventeados es limitada, la disipación de energía relativamente pequeña y las fuerzas que han de resistir, por lo mismo, importantes. Con el fin de buscar un sistema que tenga la rigidez de sistemas contraventeados pero pueda, al mismo tiempo, disipar cantidades importantes de energía se han desarrollado los contraventeos excéntricos.

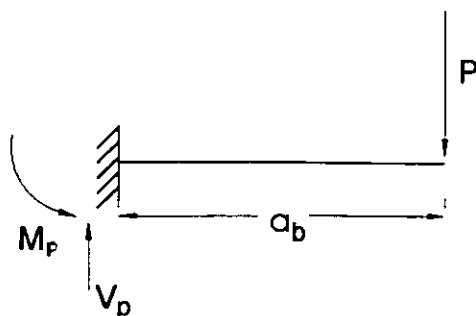
Los contravientos se separan de los nudos a los que en un caso convencional concurren, propiciando una zona en la que se presentan deformaciones inelásticas importantes si se impide su pandeo mediante un arriostramiento adecuado.

El comportamiento está definido por las características del eslabón



La deformación inelástica puede ser producida por fluencia debida a flexión, a cortante o a una combinación de las dos.

El límite entre un caso y otro puede definirse como sigue:



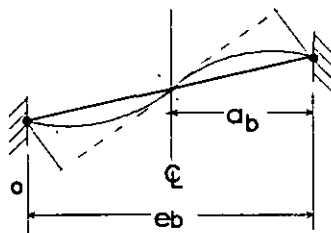
$$ab = \frac{M_p}{V_p}$$

$$M_p = Z_x F_y$$

$$V_p = 0.6 F_y d \text{ tw}$$

M_p y V_p son el momento y el cortante que producirán la fluencia de la sección
 ab es la longitud para la que M_p y V_p ocurren simultáneamente

Puede suponerse que $eb = 2ab \therefore$



$$eb = \frac{2M_p}{V_p}$$

eb es la longitud balanceada del eslabón.

En realidad no existe un límite exacto entre el comportamiento a flexión y la cortante de modo que debe reconocerse la existencia de una región de transición; de pruebas realizadas puede deducirse que si $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$ el comportamiento del eslabón puede considerarse como si la

fluencia se presentara por cortante puro; si $e \geq \frac{5M_p}{V_p}$ la fluencia ocurre por flexión pura, sin

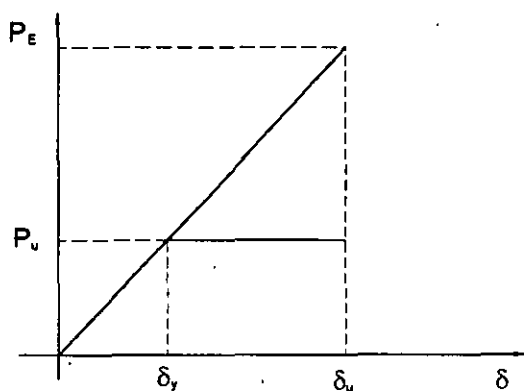
embargo esta hipótesis (fluencia por flexión pura) es aceptable desde que $e > \frac{2.6M_p}{V_p}$

teniendo en cuenta una longitud adecuada L_p de la articulación plástica; se requiere $L_p = 0.5 d$ para $e > \frac{2.6M_p}{V_p}$ y de $L_p = d$ para $e = 5 \frac{M_p}{V_p}$, debiendo interpolarse para casos intermedios.

Cuando el mecanismo que domina es el de cortante puede suponerse que V_p es cortante en toda la longitud e del eslabón.

De acuerdo con las normas actualmente en vigor la deformación lateral máxima permitida para una estructura está dada por $\delta_{max} = 0.012 H$, siendo H la altura de la construcción.

Este desplazamiento es el inelástico, esto es, el calculado con las fuerzas de diseño multiplicadas por el factor de comportamiento, como sigue:



$$\delta_u = P_E / K$$

$$P_u = \frac{P_E}{Q}$$

$$\delta_u - \delta_y = \delta_p$$

Esta parte de la hipótesis que comúnmente se acepta de que la deformación inelástica y la elástica pueden considerarse iguales para fines prácticos. Evidentemente ello no coincide con la idea de igualar energías e implica la misma δ_u para cualquier Q' , pero se acepta como una aproximación válida y en ciertos casos más realista.

La máxima deformación lateral de un marco está relacionada con la máxima rotación de las articulaciones plásticas y de los eslabones y con la disipación de energía correspondiente.

Los contraventeo excéntricos se diseñan de modo que las deformaciones inelásticas ocurran en los eslabones, el resto de los elementos del sistema deben permanecer elásticos.

El AISC (2) en sus recomendaciones para edificios construidos en zonas sísmicas proporciona criterios para diseñar contravientos excéntricos, definiendo las características que deben cumplir las zonas en que se proporciona la excentricidad, "eslabones", para que en ellos pueda producirse la plastificación que permite el comportamiento inelástico del sistema.

Se especifica que el resto de la estructura debe permanecer elástico ante las fuerzas que provocarían la fluencia de los eslabones.

Se establecen las recomendaciones siguientes:

a) En los eslabones debe cumplirse que el esfuerzo cortante no exceda la resistencia de diseño. Esto es:

$$V_u < F_n V_n$$

en que $F_n V_n$ es el menor de $(F_n V_p)$ ó $(2F_n \frac{M_p}{e})$

$V_p = 0.6 F_y A_w$ (cortante que ocasiona la fluencia)

$F_n = 0.9$

e = longitud del eslabón

M_p = momento plástico de la viga.

A_w = Área del alma

b) Si la fuerza axial en el eslabón es menor que $0.15 P_y$, el efecto de dicha fuerza puede despreciarse.

c) Si la carga axial en la zona de liga excede $0.15 P_y$ se requiere que la resistencia a cortante de esa zona sea la menor de:

$$F_R V_{Pa} \quad \text{ó} \quad 2F_R M_{Pa} / e$$

donde

$$V_{Pa} = V_P \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2}; \quad M_{Pa} = 1.18M_P \left[1 - \frac{P_u}{P_y}\right]$$

Además la longitud del eslabón no excederá de:

$$\left[\left[1.15 - 0.5 \left(\frac{A_w}{A_g} \right) \right] 1.6 \frac{M_P}{V_P}; \quad \text{para} \quad \rho \left(\frac{A_w}{A_g} \right) \geq 0.3 \right]$$

$$1.6 \frac{M_P}{V_P}; \quad \text{para} \quad \rho \left(\frac{A_w}{A_g} \right) < 0.3$$

en que: $\rho = \frac{P_u}{V_u}$; A_w = área del alma
 A_g = área total

d) El ángulo de rotación de las articulaciones se limita en función de la relación M_P/V_P de tal modo que si la longitud del eslabón $e < 1.6 \frac{M_P}{V_P}$, (caso en que sus deformaciones son básicamente de cortante):

$$\Phi_{\max} = 0.09 \text{ radianes}$$

y si $e > 2.6 \frac{M_P}{V_P}$, (caso en que las deformaciones son básicamente por flexión):

$$\Phi_{\max} = 0.03 \text{ radianes}$$

Pudiéndose interpolar en casos intermedios.

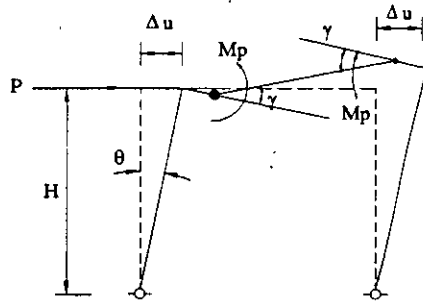
Los eslabones deben atiesarse adecuadamente para permitir un comportamiento dúctil y estable bajo cargas cíclicas.

Hay que cumplir también ciertos requisitos de modo que puedan transmitirse los momentos, cortantes y torsiones que se produzcan al deformarse el eslabón, se trata de que la fluencia se restrinja a los eslabones, por ello el diseño de los contravientos, columnas y vigas se hace para las fuerzas creadas cuando actúa el eslabón incrementadas para tener en cuenta la posibilidad de su sobrerresistencia, se sigue así el principio de diseño por capacidad que proporciona los elementos de una estructura para que esta se comporte de la forma prevista con deformaciones inelásticas precisamente en zonas debiles preparadas para ello.

La eficiencia de un sistema estructural en zonas sísmicas puede medirse en función de la energía que es capaz de liberar. Esta energía puede estimarse teniendo en cuenta que las normas limitan el desplazamiento relativo máximo entre niveles y haciendo coincidir este desplazamiento con la fluencia del sistema.

Lo anterior se aplicará enseguida a algunos casos sencillos para comparar su capacidad de disipación de energía inelástica.

A) MARCO SIMPLE.



Considerando conservadoramente

$$\Delta u = \Delta p$$

Si $\Delta u \approx 0.012H$; Δu = desplazamiento máximo aceptado

$$\Theta = \frac{\Delta u}{H} = 0.012 \text{ radianes}$$

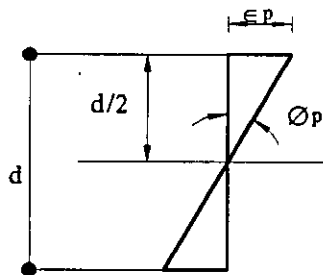
$$\gamma \approx \theta \quad \Delta p = \text{desplazamiento plástico}$$

La energía inelástica desarrollada por el sistema al adquirir la deformación máxima sería:

$$U_i = 2M_p \gamma = 0.024M_p; \quad M_p \text{ es el momento plástico del cabezal}$$

La rotación de la articulación plástica se recomienda limitarla a 0.03 radianes cuando las deformaciones son principalmente de flexión, como ocurre en este caso (AISC).

Esta limitación proviene de aceptar una deformación unitaria máxima de $15 \epsilon_y$ en las zonas más deformadas de la sección recta de la viga, y una longitud de la articulación plástica $L_p = d$ como sigue:



$$\phi_p = \frac{\epsilon_p}{d/2}$$

$$\gamma = \phi_p L_p$$

$$\epsilon_p = 15 \epsilon_y$$

$$\gamma = \frac{15 \epsilon_y L_p}{d/2}$$

d = peralte de la viga.

ϕ_p = rotación plástica por unidad de longitud.

ϵ_p = deformación plástica unitaria

L_p = longitud de la articulación plástica

Figura 9

si $L_p = d$

$$\gamma = 30 \epsilon_y = 30 \times 0.00124 = 0.0372 \text{ radianes} \approx 0.03$$

Esta condición se cumple en el caso anterior dado que: $0.012 < 0.03$

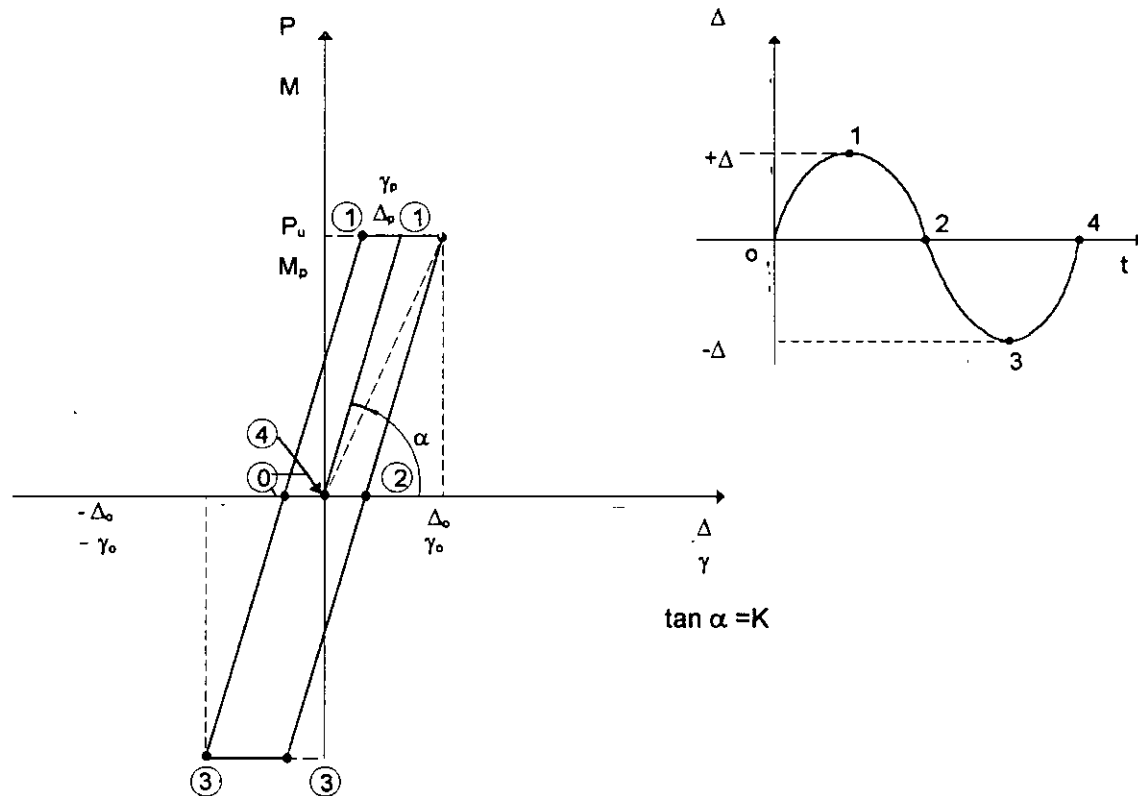
La fuerza necesaria para producir esta deformación sería

$$P_u \Delta u = 2M_p \gamma = 2M_p \theta$$

$P_u = \frac{2M_p}{H}$ que es la carga última que puede soportar el marco para no exceder la deformación límite

Si esta deformación coincide con la amplitud de vibración del sistema, puede obtenerse la energía disipada por ciclo, estableciendo el diagrama de histéresis.

ENERGIA DISIPADA POR CICLO.



La energía que se disipa por ciclo es el área bajo el diagrama de histéresis.

$$E_D = 2P_u \Delta_p$$

$$E_D = 2M_p \gamma_p / \text{articulación plástica}$$

Si esta estructura tuviera un periodo de vibrar de 1 seg. y estuviera en un lugar con periodo del sitio de 2 seg, utilizando la tabla 1, que da una idea burda de la energía que debe disiparse se podría tener una idea del valor necesario de M_p , para disiparla en un ciclo:

$$0.56W = 4 M_p \gamma = 0.048 M_p;$$

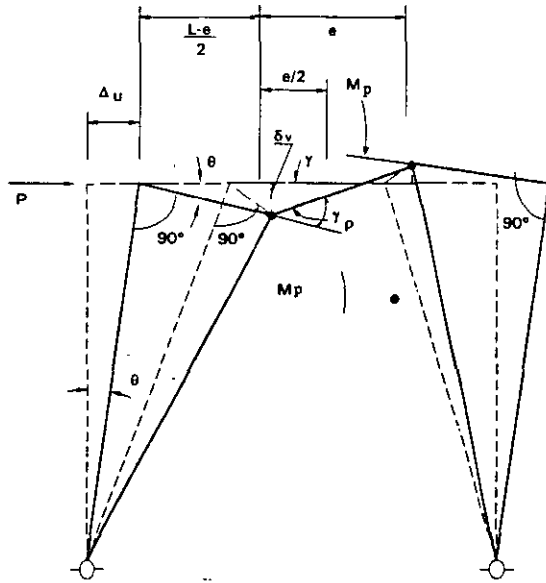
$$M_p = \frac{0.56W}{0.048} = 11.6W$$

en que M_p esta en ton-cm y W en ton.

B) MARCO CON CONTRAVENTEO EXCÉNTRICO

Un marco con contraventeo excéntrico puede tratarse en forma similar.

Si $e > \frac{2.6M_p}{V_p}$ las deformaciones son por flexión:



$$\Delta u = 0.012H$$

$$\theta = \frac{\Delta u}{H}$$

$$\theta = 0.012$$

$$\theta = \frac{\delta_v}{(L-e)/2}$$

$$\delta_v = \frac{L-e}{2}\theta$$

$$\gamma = \frac{\delta_v}{e/2} = \frac{L-e}{e}\theta$$

$$\gamma_p = \theta + \frac{L-e}{e}\theta$$

$$\gamma_p = \theta \left(1 + \frac{L-e}{e} \right)$$

Figura 10

$$U_i = 2M_p\gamma_p = 2M_p\theta \left(1 + \frac{L-e}{e} \right) ; M_p \text{ es el momento plástico del cabezal.}$$

$$U_i = 0.024M_p \left(1 + \frac{L-e}{e} \right)$$

Si $e = \frac{L}{3}$

$$\gamma_p = 0.012 \left(1 + \frac{\frac{2}{3}L}{\frac{L}{3}} \right)$$

$$\gamma_p = 0.012 \left(1 + \frac{2 \times L}{3L} \right)$$

$$\gamma_p = 0.036$$

$$U_i = 0.072M_p$$

En este caso se excede el valor máximo de $\gamma_p = 0.0$, por lo que U_i se limitará a su valor máximo

$$U_i = 2\gamma_p M_p$$

$$\underline{U_i = 0.06 M_p}$$

que es, considerablemente mayor que el del caso anterior.

La fuerza para producir la deformación Δu sería: $P \Delta u = 0.06 M_p$; pero $\Delta_u = \frac{0.012}{0.072} 0.06 = 0.01$ ya que con 0.012 se excede γ_p

para que el eslabón fluya por flexión:

$$0.01 PH = 0.06 M_p; \quad P = 6 \frac{M_p}{H}; \quad e > \frac{2.6 M_p}{V_p} \therefore V_p > \frac{7.8 M_p}{L}$$

Para disipar la energía total en un ciclo

$$0.56 W = 0.12 M_p \therefore M_p = 4.7 W$$

Si $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ el trabajo será básicamente de cortante

$$dU_i = V_p \gamma_p dx$$

en que V_p y γ_p son constantes

$$U_i = V_p \gamma_p e$$

El AISC recomienda en este caso un máximo para

γ_p de 0.09

$$\underline{U_{i\max} = 0.09 V_p e} \quad \text{y } P \text{ será : } P = \frac{0.09 V_p e}{0.012 H} = 7.5 \frac{V_p e}{H}$$

por otro lado debe cumplirse:

$$\gamma_p = \theta \left(1 + \frac{L - e}{e} \right) = 0.012 \left(1 + \frac{L - e}{e} \right)$$

pero $\gamma_p < 0.09$

$$\therefore e > \frac{L}{7.5}$$

entonces:

$$\frac{L}{7.5} < e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

para $\gamma_p = 0.09$

$$e = \frac{L}{7.5}$$

$$e = \frac{L}{7.5} < 1.6 \frac{M_p}{V_p} \therefore V_p \leq \frac{12 M_p}{L}$$

para disipar la energía total en un ciclo

$$0.56 W = 0.18 V_p e \therefore V_p e = 3.1 W$$

C) MARCO CON CONTRAVENTE EXCÉNTRICO Y ESLABONES VERTICALES

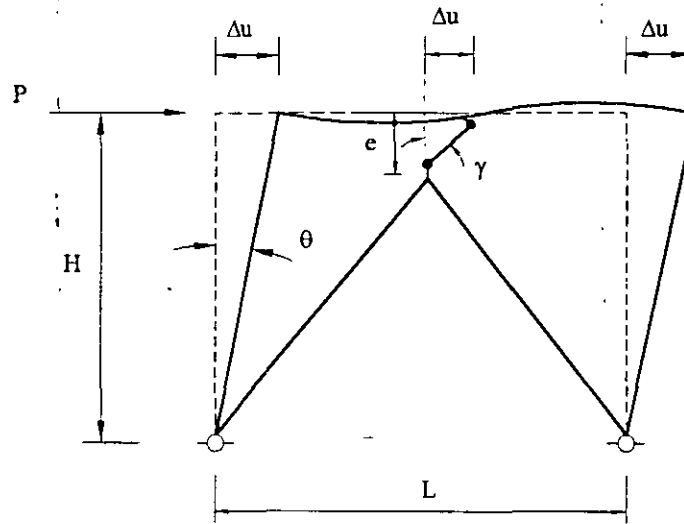


Figura 11

En este caso la condición más eficiente ocurre con eslabones cortos trabajando a cortante, para ello $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$.

El valor de γ_p se limita como máximo a 0.09

La energía máxima que puede liberarse en este caso será:

$$U_i = \gamma_p V_p e = 0.09 V_p e$$

$$\text{como: } \gamma_p = \frac{0.012H}{e} \leq 0.09 ; \quad e \geq 0.13 H$$

y por lo tanto debe cumplirse que:

$$0.13H \leq e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$\text{Además: } \gamma_p = \frac{\Delta_u}{e}; \quad U_i = \frac{\Delta_u}{e} V_p e = \Delta_u V_p = P \Delta_u$$

$$\therefore V_p = P$$

C1) CONTRAVENTEOS EXCÉNTRICO CON ESLABONES VERTICALES DE PLACAS

El sistema está formado por una placa (o una serie de placas) cuya forma hace que toda su longitud se plastifique bajo la acción de un momento cuyo valor cambia de un máximo en los extremos de la placa a cero en el centro, del mismo modo que lo hace el ancho de la placa.

(Amortiguadores ADAS) (7).

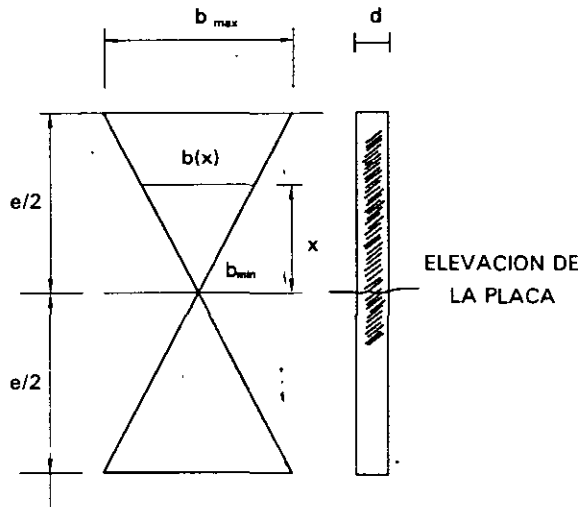
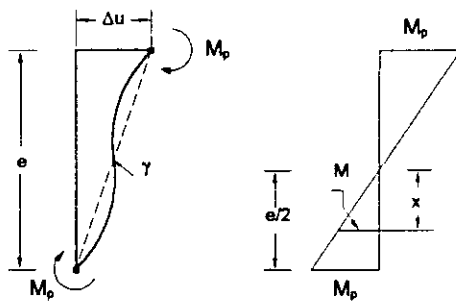


Figura 12



Distribución de deformaciones, momentos y giros.

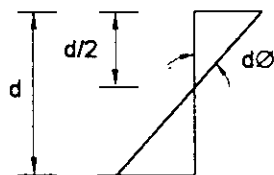
M_p es el momento plástico correspondiente a las secciones externas.

ϵ_p deformación unitaria correspondiente a la plastificación de la sección.

$$M = M_p \frac{2x}{e}$$

$$\epsilon = \epsilon_p$$

En cualquier sección se tiene:



$$\epsilon_x dx = \frac{d}{2} d\theta,$$

$$d\theta = \frac{2\epsilon_x}{d} dx$$

$$\text{para } M_p; d\theta = \frac{2\epsilon_p}{d} dx$$

La energía liberada en cualquier sección al alcanzar la deformación máxima es:

$$dU = M d\phi = \left(M_p \frac{2x}{e} \right) \frac{2\epsilon_p}{d} dx$$

$$dU = M_p \frac{4x}{e} \frac{\epsilon_p}{d} dx = M_p \frac{4\epsilon_p}{ed} x dx$$

$$= 2M_p \int_0^{e/2} \frac{4\epsilon_p}{ed} x dx = M_p \frac{8\epsilon_p}{ed} \int_0^{e/2} x dx$$

$$\int_0^{e/2} x^2 dx = \left[\frac{x^2}{2} \right]_0^{e/2} = \frac{e^2}{8}$$

$$= \frac{8\epsilon_p}{ed} \frac{e^2}{8} M_p = \frac{\epsilon_p e}{d} M_p$$

$$\epsilon_p = 15 \epsilon_y = 0.0186$$

$$= 0.0186 M_p \frac{e}{d}$$

$$P_u \Delta_u = 0.012 H P_u = 0.0186 M_p \frac{e}{d} \therefore P_u = 1.55 M_p \frac{e}{d}$$

M_p puede encontrarse conociendo P_u o la energía a liberar
Por otro lado

$$P_u \Delta_u = V_p \Delta_u = \frac{2M_p}{e} 0.012 H = 0.0186 M_p \frac{e}{d}$$

$$1.29 H = \frac{e^2}{d} \therefore e = \sqrt{1.29 Hd}$$

El eslabón no debe fluir por cortante, por tanto

$$V_p \leq 0.6 F_y b_{\min} d$$

$$\frac{2M_p}{e} \leq 0.6 F_y b_{\min} d$$

$$b_{\min} > \frac{2M_p}{0.6 F_y d e} = \frac{2 b_{\max} d^2 F_y}{4 \times 0.6 F_y d e} = 0.83 \frac{b_{\max} d}{e}$$

$$b_{\min} > 0.83 b_{\max} \frac{d}{e}$$

$b_{\min}$ y $b_{\max}$ son los anchos mínimo y máximo de la sección.

En resumen, si $\Delta_u = 0.012 H$

$$e = \sqrt{1.29 Hd}$$

$$\frac{d}{e} < 1.2$$

$$b_{\min} > 0.83b_{\max} \frac{d}{e}$$

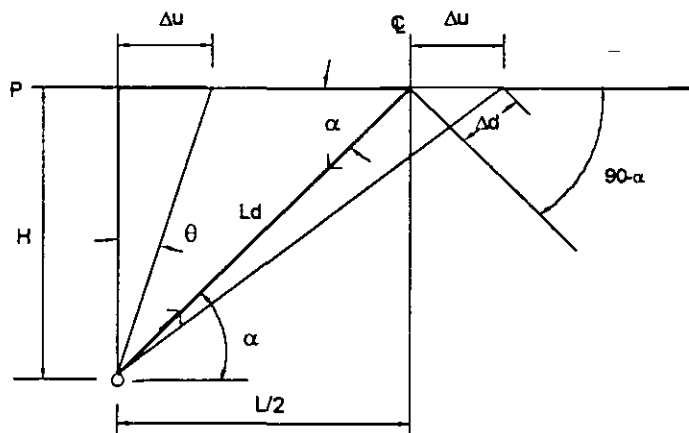
$$P_u = 0.0186 n M_p \frac{e}{d}$$

$n = n^\circ$ de placas

Si bien la eficiencia de este sistema no necesariamente es mayor que la de los contraventeos excéntricos convencionales, tiene la gran ventaja de que las placas pueden sustituirse en caso necesario con facilidad.

D) CONTRAVENTEOS CON AMORTIGUADORES DE FRICCIÓN

En este caso los contraventeos no necesitan ser excéntricos, la energía se disipa por el deslizamiento de tornillos de fricción de alta resistencia colocados en agujeros ovalados (8). El deslizamiento se presenta al ocurrir la carga F_d para la que han sido diseñados, esta carga ocurrirá cuando, como en los casos anteriores, el desplazamiento horizontal del marco sea el desplazamiento ultimo aceptado (Δu)



$$\cos \alpha = \frac{\Delta d}{\Delta u}$$

La energía disipada al alcanzar la deformación máxima será:

$$U_i = 2F_d \Delta_d$$

como:

$$\Delta_u = 0.012H$$

$$U_i = 0.024HF_d \cos \alpha$$

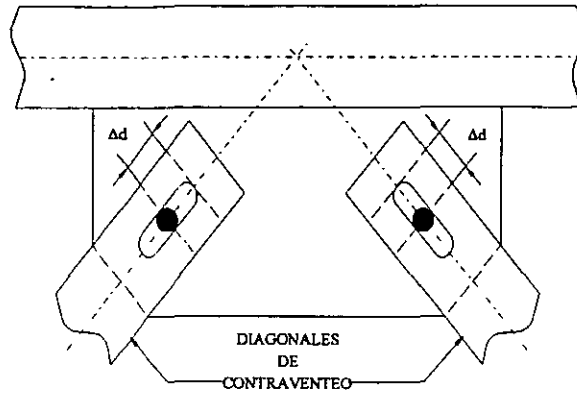
en que F_d es la fuerza en la diagonal (que produce el deslizamiento)

Por otro lado, la fuerza P_u será:

$$P = \frac{0.024HF_d \cos \alpha}{0.012H} = 2F_d \cos \alpha$$

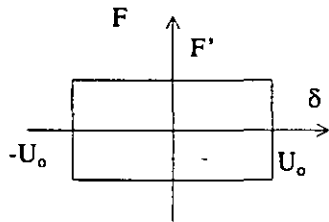
debiendo tener la posibilidad de un deslizamiento

$$\Delta_d = \Delta_u \cos \alpha$$



Detalle de intersección de diagonales y cabezal

La energía disipada por fricción en un ciclo de vibración con amplitud U_o , es el área bajo el diagrama de histéresis definido por la relación fuerza desplazamiento



$$U = 4 F U_o$$

$$\text{si } F = F_d, \text{ y } U_o = \Delta d$$

$$U = 4 F_d \Delta d$$

$$U = 0.048 H F_d \cos \alpha \text{ por cada diagonal}$$

En el caso particular tratado:

$$0.56 W = 0.048 H F_d \cos \alpha \therefore F_d = \frac{11.66 W}{H \cos \alpha}$$

Conocida la energía inelástica disipada es posible obtener el valor del factor de ductilidad Q de cada estructura, para ello supondremos nuevamente que la energía correspondiente al comportamiento elástico de una estructura es igual a la correspondiente a la misma estructura si ésta se comporta de manera inelástica a partir de cierto valor de su desplazamiento. Esto es:

$$P = \frac{0.024HF_d \cos \alpha}{0.012H} = 2F_d \cos \alpha \quad U_E = U_I + U_Y$$

en que U_Y es la energía elástica almacenada por la estructura y U_I la disipada inelásticamente. Teniendo en cuenta que la energía es proporcional al cuadrado de la amplitud del movimiento puede escribirse:

$$\frac{U_E}{U_Y} = Q^2 \quad \therefore U_Y = \frac{U_E}{Q^2} \quad ; \quad U_E \left(1 - \frac{1}{Q^2} \right) = U_I \quad ; \quad Q = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{U_I}{U_E}}}$$

si $U_I = 0$; $Q = 1$; si $U_I = U_E$; $Q = \infty$

En una estructura contraventeada con todos sus elementos trabajando básicamente a carga axial:

$$U_E = \frac{1}{2} \sum_1^r \frac{S_r^2 L_r}{A_r E_r}$$

en que S_r , L_r , A_r y E_r son la fuerza, la longitud, el área y el módulo de elasticidad de los elementos del sistema.

En un marco en que el trabajo es básicamente a flexión

$$U_E = \frac{1}{2} \int_1^r \frac{M_r^2 dx}{E I_r}$$

en que M_r e I_r son el momento flexionante y el momento de inercia de los elementos del sistema.

El valor de Q es una medida de la eficiencia de un sistema estructural ya que cuanto mayor sea este valor menores serán las fuerzas sísmicas con las que deba diseñarse.

El criterio establecido puede extenderse a construcciones más complejas si se fijan los desplazamientos que producirán la fluencia del sistema y se preparan las zonas en que han de ocurrir las deformaciones inelásticas haciéndolas más débiles que el resto de la construcción, de modo que éste permanezca elástico.

REFERENCIAS.

1. Oscar de Buen "Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, D.D.F., Series del Instituto de Ingeniería No. E53, México, D.F., 1993
2. AISC "Seismic Provisions for Structural Steel Building", American Institute of Steel Construction, Inc, Chicago, IL. 60601-2001, 1992.
3. M. Waskabyshi y M. Nakashima "Dynamics", Constructional Steel Design, Elsevier Applied Science, London and New York, 1992
4. R. W. Clough y J. Penzien "Dynamics of Structures", McGraw Hill, 1993
5. R. Englekirk "Steel Structures", John Wiley and Sons, INC, New York, 1994.
6. J. L. Sanchez "Reparación de Estructuras dañadas por sismo", Academia Mexicana de Ingeniería, México, D.F., 1994
7. E. Martinez Romero "Mejoramiento de la respuesta sísmica de edificios dañados por sismo, mediante la adición de elementos disipadores de energía", Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, D.F., 1990
8. J. L. Sanchez y F. Alcocer "Ideas relativas al comportamiento estructural de Construcciones rigidizadas con elementos metálicos" Simposio Internacional de Estructuras de Acero, 1993.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

**REQUISITOS DE DUCTIBILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO
DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

**DR. OSCAR LÓPEZ BATIZ
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

GUIA DE ESTUDIO

1. DESEMPEÑO EN SISMOS RECIENTES
2. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ANTE CARGAS ALTERNADAS
3. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS
4. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO
5. SISTEMAS ESTRUCTURALES
6. MARCOS DÚCTILES
7. LOSAS PLANAS
8. MUROS DE CONCRETO
9. REFERENCIAS.

GUIA DE ESTUDIO

1. DESEMPEÑO EN SISMOS RECIENTES

EL NÚMERO DE CONSTRUCCIONES DAÑADAS HA SIDO ELEVADO. PRINCIPALMENTE DEFECTOS DE ESTRUCTURACIÓN, FALTA DE DUCTILIDAD.

EL SISMO DE 85 EN MÉXICO PUSO EN EVIDENCIA TODA LA GAMA DE PROBLEMAS.

EVIDENCIA DE BUEN COMPORTAMIENTO CUANDO SE HAN SEGUIDO LAS PRÁCTICAS ADECUADAS.

LAS MODIFICACIONES AL REGLAMENTO Y NORMAS TÉCNICAS HAN SIDO MUY FUERTES. LAS ESTRUCTURAS HAN CAMBIADO RADICALMENTE DESPUÉS DE 85.

2. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ANTE CARGAS ALTERNADAS

PARA ESTRUCTURAS QUE DEBEN RESISTIR EFECTOS SÍSMICOS SE REQUIERE UN COMPORTAMIENTO DÚCTIL ANTE CARGAS LATERALES Y UN COMPORTAMIENTO ESTABLE ANTE REPETICIONES DE CARGA ALTERNADAS. LOS CICLOS DE HISTERESIS DEBEN CONTENER UN ÁREA GRANDE PARA QUE LA ESTRUCTURA PUEDA DISIPAR ENERGÍA MEDIANTE AMORTIGUAMIENTO INELÁSTICO.

EL CONCRETO SIMPLE ES UN MATERIAL FRÁGIL, TANTO EN TENSIÓN COMO EN COMPRESIÓN.

VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN: VELOCIDAD DE CARGA, F'_C ,

ESTADO BIAXIAL Y TRIAXIAL DE ESFUERZOS Y EL EFECTO DEL COMPORTAMIENTO.

EL CONFINAMIENTO CON ZUNCHO O CON UNA COMBINACIÓN DE ESTRIBOS Y BARRAS LONGITUDINALES ES EL ÚNICO MEDIO DE LOGRAR UN COMPORTAMIENTO DÚCTIL.

EL COMPORTAMIENTO DESEABLE SE PUEDE LOGRAR SÓLO CUANDO EL MODO DE FALLA QUE DOMINA ES EL DE FLEXIÓN O FLEJO COMPRESIÓN CON CARGA AXIAL MUY BAJA.

LA SECCIÓN DEBE SER AMPLIAMENTE SUBREFORZADA, DOBLEMENTE ARMADA.

SE REQUIERE CONFINAMIENTO EN LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS Y ESPECIALMENTE EVITAR EL PANDEO DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN.

LAS FALLAS POR FLEXOCOMPRESIÓN, CORTANTE, TORSIÓN, ADHERENCIA NO GARANTIZAN COMPORTAMIENTO DÚCTIL.

3. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS

LOS CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO ACTUALES SE BASAN EN LA CONSIDERACIÓN DE QUE SÓLO PARTE DE LA ENERGÍA DEL SISMO SE DISIPA POR TRABAJO DE LA ESTRUCTURA EN SU INTERVALO DE COMPORTAMIENTO LINEAL.

PARA SISMOS EXCEPCIONALES SE TENDRÁN DEFORMACIONES INELÁSTICAS Y HAY QUE DAR A LA ESTRUCTURA CAPACIDAD PARA ENTRAR EN ESA ETAPA SIN DAÑO GRAVE O COLAPSO.

EL CONCRETO TIENE COMPORTAMIENTO NO LINEAL DESDE NIVELES DE CARGA MODERADOS: AGRIETAMIENTO POR FLEXIÓN.

EL COMPORTAMIENTO NETAMENTE NO LINEAL SE TIENE CON LA FLUENCIA DE SECCIONES POR MOMENTO FLEXIONANTE.

EL COMPORTAMIENTO NO LINEAL IMPLICA REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS. LAS SECCIONES QUE SE AGRIETAN O FLUYEN PIERDEN RIGIDEZ O SE ARTICULAN Y AUMENTAN LOS MOMENTOS EN LAS ZONAS QUE PERMANECEN MÁS RÍGIDAS.

LA VIGA CONTINUA REPRESENTA UN EJEMPLO SIMPLE DEL FENÓMENO DE REDISTRIBUCIÓN.

EN CADA SECCIÓN EL MOMENTO ACTUANTE ESTÁ LIMITADO POR EL MOMENTO RESISTENTE (POSITIVO Y NEGATIVO) QUE DISPONE LA SECCIÓN DE ACUERDO CON EL REFUERZO PROPORCIONADO.

LOS MOMENTOS SE REDISTRIBUYEN DE ACUERDO A LA RESISTENCIA DISPONIBLE HASTA QUE SE FORME UN MECANISMO DE FALLA.

EL MECANISMO DE FALLA QUE SE PRESENTARÁ PUEDE SER SELECCIONADO EN LA ETAPA DE DISEÑO AL DEFINIR LOS MOMENTOS RESISTENTES DE LAS DISTINTAS SECCIONES.

ES ACEPTABLE DIMENSIONAR LAS SECCIONES A PARTIR DE LOS DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECÁNICOS QUE SE OBTIENE DEL ANÁLISIS ELÁSTICOS LINEALES. IDEALMENTE EN ESA CONDICIÓN SE ALCANZA SIMULTÁNEAMENTE LA CAPACIDAD DE TODAS LAS SECCIONES. TAMBIÉN ES FACTIBLE DIMENSIONAR PARA ELEMENTOS MECÁNICOS DIFERENTES DE LAS ELÁSTICAS Y QUE CUMPLAN CON EL EQUILIBRIO.

LOS CRITERIOS DE DISEÑO DE LAS NORMAS ACTUALES EXIGEN DISEÑAR DE MANERA QUE SE PRESENTEN MECANISMOS DE FALLA DÚCTILES Y TOMAR FACTORES DE SEGURIDAD ADICIONALES PARA MODOS DE FALLA FRÁGILES O QUE CORRESPONDAN A UN COMPORTAMIENTO CON DETERIORO.

4. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

ESTO SE BUSCA MEDIANTE EL MANEJO DE FACTORES DE RESISTENCIA DIFERENTES O MEDIANTE LA REVISIÓN DE CONDICIONES DE EQUILIBRIO LOCAL (DE NUDO, DE ENTREPISO, DE VIGA O DE COLUMNA), VER EJEMPLOS.

POR ESTAS CONDICIONES EL DIMENSIONAMIENTO SE ALEJA MUCHO DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS ELÁSTICO.

LOS CÓDIGOS PERMITEN REDUCCIONES A LOS COEFICIENTES SÍSMICOS DEPENDIENDO DE QUÉ TAN SEVEROS SON LOS REQUISITOS QUE SE OBSERVAN PARA GARANTIZAR UN COMPORTAMIENTO DÚCTIL.

LOS CÓDIGOS ESTABLECEN REQUISITOS DE RIGIDEZ Y DE RESISTENCIA. LOS PRIMEROS (DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES) DEFINEN ESENCIALMENTE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, LOS SEGUNDOS EL REFUERZO. LA DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL OBEDECE LA BÚSQUEDA DE LOS MECANISMOS DE FALLA DÚCTILES.

LAS REDUCCIONES POR DUCTILIDAD DE LOS COEFICIENTES SÍSMICOS DEBEN LIMITARSE PARA EVITAR DAÑOS FRECUENTES Y REPARACIONES COSTOSAS.

5. SISTEMAS ESTRUCTURALES

LA ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL APROPIADO ES EL PASO BÁSICO DEL DISEÑO.

ADEMÁS DEBE EVITAR COMPORTAMIENTOS INDESEABLES POR CONCENTRACIÓN DE FUERZAS, AMPLIFICACIONES, VIBRACIONES TORSIONALES, ETC. POR ELLO DEBE BUSCARSE UN SISTEMA REGULAR Y SIMÉTRICO.

TAMBIÉN SE DEBEN EVITAR CONCENTRACIONES DE FUERZAS EN LA CIMEN-
TACIÓN.

EL MARCO "RÍGIDO" ES UN SISTEMA RELATIVAMENTE FLEXIBLE CON EL QUE RESULTA DIFÍCIL LIMITAR LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES A LOS VALORES ADMISIBLES EN EDIFICIOS DE CIERTA ALTURA.

CONVIENE RECURRIR A RIGIDIZACIÓN DE LOS MARCOS CON MUROS DE CONCRETO DE OTROS ELEMENTOS.

6. MARCOS DÚCTILES

LA ESTRUCTURACIÓN A BASE DE MARCOS PERMITE ALCANZAR GRANDES DUCTILIDADES. PARA ELLO DEBEN OBEDECERSE REQUISITOS E-
TRICTOS DE DISEÑO Y DETALLADO DE LAS VIGAS, COLUMNAS Y CONEXIO-
NES VIGA-COLUMNA.

LOS REQUISITOS DEL RDC87 Y DEL ACI SON SIMILARES A ESTE RESPECTO. SUS OBJETIVOS SON QUE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS SE PRESENTEN EN ZONAS ESPECIALMENTE DETALLADAS PARA ALCANZAR GRANDES DUCTILIDADES Y QUE AÚN LAS SECCIONES DONDE SE ESPEREN ARTICULACIONES PLÁSTICAS SE PROTEJAN CONTRA FALLA FRÁGIL.

RESUMEN DE REQUISITOS PARA VIGAS:

- . CUANTÍA MÁXIMA DE REFUERZO IGUAL A 50% DE LA BALANCEADA.
- . TENER UN REFUERZO MÍNIMO POSITIVO Y NEGATIVO EN TODAS LAS SECCIONES ($P_{MIN} = 14/F_y$); MÍNIMO DOS BARRAS EN CADA LECHO.
- . COLOCAR EN LOS EXTREMOS REFUERZO POSITIVO QUE PROPORCIONE UN MOMENTO RESISTENTE IGUAL POR LO MENOS A LA MITAD DEL NEGATIVO.

POR LO MENOS UNA TERCERA PARTE DEL REFUERZO NEGATIVO DEBE EXTENDERSE HASTA UN CUARTO DEL CLARO Y UNA CUARTA PARTE DEBE SER CONTINUA EN TODO EL LECHO SUPERIOR.

NO CORTAR REFUERZO EN ZONAS DE POSIBLES ARTICULACIONES PLÁSTICAS (A $2D$ DEL APOYO); SI NO PUEDEN EVITARSE TRASLAPES DEBERÁN COLOCARSE ESTRIBOS A LO LARGO DE LOS MISMOS. ESTRIBOS, MÍNIMO #3, A $D/2$ EN TODA LA VIGA Y A $D/4$ EN UNA DISTANCIA DE 4 PERALTES A PARTIR DEL APOYO. EN ESTA ZONA $A_s \geq 0.15A_s \frac{S}{D}$ ó $0.15A_s \frac{S}{D}$.

EN LA ZONA DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA ($2D$ DEL APOYO) LAS BARRAS QUE DEBAN TRABAJAR EN COMPRESIÓN DEBERÁN ESTAR CONFINADAS POR ESTRIBOS (MÍNIMO #3) A UNA SEPARACIÓN NO MAYOR DE $16 \emptyset$ NI 30 CM.

DEBE DISEÑARSE PARA LA FUERZA CORTANTE QUE SE PRESENTA EN LA VIGA CUANDO SE ALCANZAN LOS MOMENTOS ÚLTIMOS EN LOS EXTREMOS. ESTO ES CON LA FINALIDAD DE QUE PUEDA DESARROLLARSE UN MECANISMO DE FALLA POR FLEXIÓN.

RESUMEN DE REQUISITOS PARA COLUMNAS:

CUANTÍA DE REFUERZO ENTRE 1 Y 6%

LA SUMA DE LAS CAPACIDADES EN FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS QUE CONCURREN A UNA UNIÓN DEBE SER MAYOR QUE LA SUMA DE CAPACIDADES DE LAS VIGAS QUE CONCURREN A LA MISMA. ESTO TIENE A ASEGURAR QUE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS SE FORMEN EN LAS VIGAS. NO DICE CUÁNTO DEBEN SOBREDISEÑARSE LAS COLUMNAS.

SI $P \leq 0.4 P_B$ (CARGA AXIAL PARA FALLA BALANCEADA) DEBEN RESPETARSE EN LA COLUMNA LOS MISMOS REQUISITOS QUE PARA VIGAS.

CUANDO $P > 0.4 P_B$ HAY QUE CONFINAR EL NÚCLEO DE LA COLUMNA POR MEDIO DE ESPIRAL O ESTRIBOS EN UNA DISTANCIA IGUAL A UN PERALTE, $1/6$ DE LA ALTURA DE LA COLUMNA O 45 CM (EL MAYOR DE LOS TRES) A PARTIR DE LA CARGA DE LA VIGA.

LA CUANTÍA DE REFUERZO ESPIRAL SERÁ

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{F_c}{F_y} \leq 0.12 \frac{F'_c}{F_y}$$

EL ÁREA DE ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO SERÁ POR LO MENOS

IGUAL A $A_{SH} = \frac{\ell_H S_H}{Z}$, S_H NO MAYOR QUE 10 CM.

PARA REDUCIR LA LONGITUD ℓ_H PUEDEN EMPLEARSE GANCHOS DEL MISMO DIÁMETRO QUE LOS ESTRIBOS CUYA DEFORMACIÓN REQUIERE RETRINGIR.

SEPARACIÓN MÁXIMA DE ESTRIBOS: $d/2$; DISEÑADOS PARA RESISTIR EL CORTANTE QUE SE INTRODUCE EN LA COLUMNA AL FORMARSE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS EN LAS VIGAS.

LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNA SON PUNTOS CRÍTICOS DEL COMPORTAMIENTO DE UN MARCO. HA HABIDO FALLAS FRECUENTES SOBRE TODO POR ANCLAJE INADECUADAS DEL REFUERZO DE LAS VIGAS.

LAS CONEXIONES EXTREMAS SON MUCHO MÁS CRÍTICAS QUE LAS INTERIORES.

SE REQUIERE REVISAR LAS CONEXIONES:

- A) POR CONFINAMIENTO PROLONGANDO EL REFUERZO TRANSVERSAL A LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA, DENTRO DE LA CONEXIÓN CON LA TRABE.
- B) POR CORTANTE, REVISANDO LA CONEXIÓN PARA UNA CONDICIÓN DE CORTANTE ÚLTIMA.
- C) POR ANCLAJE; EVITANDO TRASLAPES; DANDO LONGITUD DE ANCLAJE SUFICIENTE A LAS BARRAS LONGITUDINALES (ESTO RIGE EL TAMAÑO DE LA COLUMNA), DANDO UN TAMAÑO SUFICIENTE A LA VIGA Y A LA COLUMNA PARA PERMITIR LA INVERSIÓN DE ESFUERZOS.

7. LOSAS PLANAS

AL NO TENER VIGAS FRANCAS SE LIMITA EL EFECTO DE MARCO; RESULTAN SISTEMAS MUY FLEXIBLES Y CON PROBLEMAS DE CORTANTE EN LA CONEXIÓN LOSA-COLUMNA.

GRAN NÚMERO DE FALLAS OBSERVADAS EN ESTE SISTEMA. .

ES NECESARIO QUE TENGAN OTROS ELEMENTOS QUE TOMEN CARGAS LATERALES (MUROS).

EL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL DA REQUISITOS DE ANÁLISIS (ANCHO EQUIVALENTE DE LOSA) Y DE DIMENSIONAMIENTO DE REFUERZO EN LOSA Y EN LA CONEXIÓN, PARA QUE RESISTAN EFECTOS SÍSMICOS. LA EFICIENCIA ES LIMITADA. .

EL REFUERZO POR SISMO DEBE CONCENTRARSE EN LAS NERVADURAS DE EJE DE COLUMNA Y DEBE PROPORCIONARSE REFUERZO DE CORTANTE EN UNA VIGA AHOGADA.

8. MUROS DE CONCRETO

MAL LLAMADOS MUROS DE CORTANTE, TRABAJAN PRINCIPALMENTE POR FLEXIÓN.

PUEDEN ALCANZAR GRAN DUCTILIDAD SI SE DETALLAN APROPIADAMENTE. POR SU ALTA RIGIDEZ TIENDEN A CONCENTRAR LAS FUERZAS SÍSMICAS.

REQUIEREN REFUERZO VERTICAL Y HORIZONTAL EN EL ALMA Y, ESPECIALMENTE, REFUERZO EN SUS EXTREMOS PARA QUE CUANDO TRABAJEN ESTAS EN COMPRESIÓN NO SE PRODUZCA FALLA FRÁGIL.

LOS ELEMENTOS EXTREMOS DEL MURO DEBEN DETALLARSE COMO COLUMNAS DÚCTILES.

LOS HUECOS Y ABERTURAS REQUIEREN DE DETALLADO ESPECIAL.

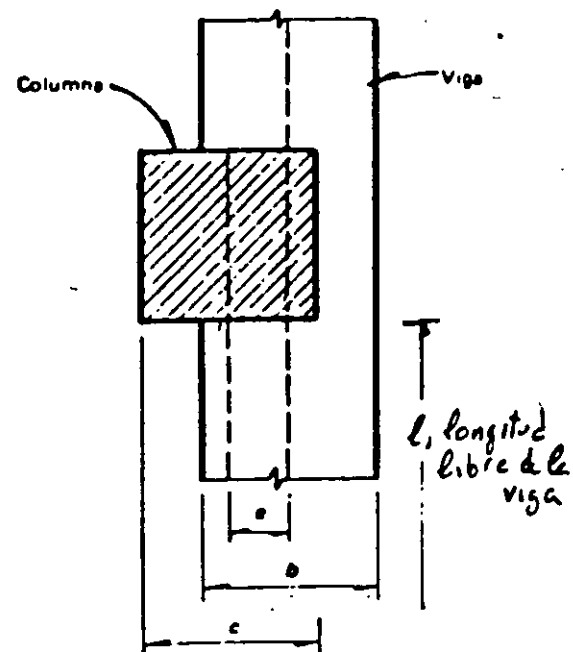
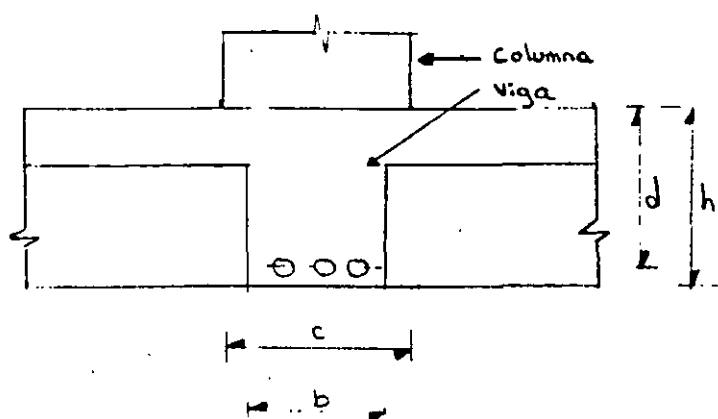
REFERENCIAS

1. PARK R. Y T. PAULAY "REINFORCED CONCRETE STRUCTURES", J. WILEY, 1975.
2. DOWRICK, D.J. "EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN", 2^A EDICIÓN. J. WILEY, 1988.
3. BAZÁN, E. Y R. MELI "MANUAL DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS", LIMUSA, 1985.

4. LOERA, S. "MANUAL DE LAS NORMAS TÉCNICAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO DEL RDF 87", INSTITUTO DE INGENIERÍA, 1991.

REQUISITOS DE DUCTILIDAD
PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ROBERTO MELI



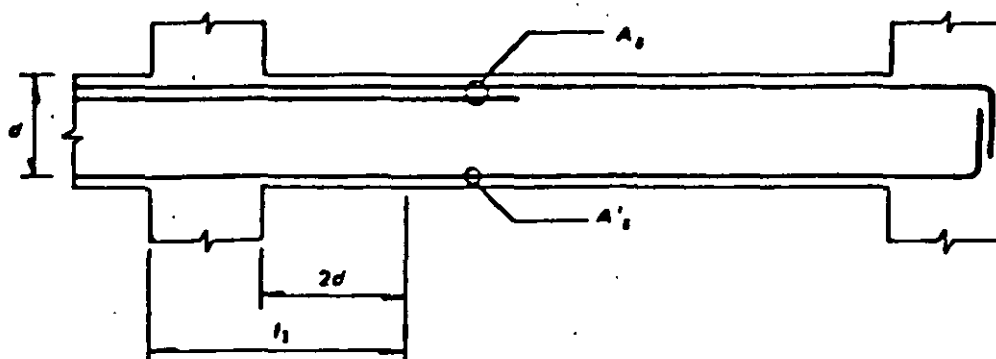
a) Requisitos Generales

$$l/b \leq 35$$

b) Requisitos para marcos dúctiles

$$\begin{array}{lll} b \geq 25 \text{ cm} & b \leq c & h/b \leq 3 \\ e \leq 0.1c & l/b \leq 30 & l/d \geq 4 \end{array}$$

Fig 10.1 Requisitos geométricos para vigas de marcos de concreto.



a) Requisitos generales

$$A_s \text{ y } A'_s \geq 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d, \text{ en zonas donde aparezcan tensiones}$$

$$A_s, A'_s \leq 0.75 A_{sb} \text{ (área de refuerzo correspondiente a falla balanceada)}$$

b) Requisitos para marcos dúctiles

$$A_s, A'_s \geq 0.7 (\sqrt{f'_c}/f_y) b d, \text{ en toda la longitud de la viga}$$

$$A_s, A'_s \leq 0.75 A_{sb}$$

Mínimo dos barras #4 en toda la longitud y en ambos lechos

No se admiten paquetes de más de dos barras

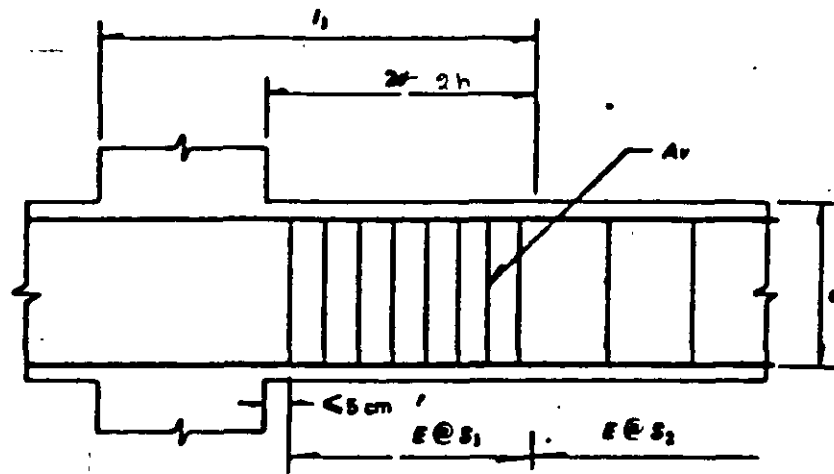
El momento resistente positivo en l_1 no será menor que la mitad del momento resistente negativo.

No puede haber traslapes, ni corte del refuerzo longitudinal en l_1

Todo el refuerzo de tensión, A_s , necesario por sismo deberá pasar por el núcleo de la columna

En toda sección de la viga deberá proporcionarse una resistencia a momento negativo y positivo no menor que una cuarta parte de la máxima que se tiene en los extremos de la viga

Fig 10.2 Requisitos para el refuerzo longitudinal de vigas de marcos de concreto.



a) Requisitos generales

No se tendrá en cuenta estribos:

- que formen un ángulo con el eje de la pieza $< 45^\circ$
- Ni barras dobladas en que dicho ángulo sea $< 30^\circ$

Suministrar refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando

Si $V_u < V_{cr}$, $\phi \geq \#2$ @ $0.5d$ (Se colocará a partir de toda unión de viga con columna o muro hasta 0.25 del claro correspondiente).

$$\text{Si } V_u > V_{cr}, \quad S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

NOTA: en secciones circulares se cambia d por el diámetro.

$$S \geq 5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} V_{cr} \leq V_u \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f_c'} & \quad S \leq 0.6d \\ 1.5 F_R b d \sqrt{f_c'} < V_u & \quad S \leq 0.25d \end{aligned}$$

En ningún caso se permitirá que $V_u > 2 F_R b d \sqrt{f_c'}$

Cuando el refuerzo consiste de 1 solo estribo o grupo de barras paralelas doblados en una misma sección, su área se calculará

$$A_v = \frac{V_u - V_{cr}}{F_R f_y \sin \theta}, \quad \text{en este caso no se admitirá } V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c'}$$

b) Requisitos para marcos dúctiles

1) Refuerzo Transversal para confinamiento

Estribas # 2.5 ó mayores

En la zona L_d los estribas deberán ser cerrados y con remate a 135° se indica en la fig. 10.4. La separación no deberá exceder de:

$$S_1 \leq \begin{cases} 8 \text{ diámetros de la barra longitudinal mayor} \\ 24 \text{ diámetros del estribo} \\ 30 \text{ cm.} \\ d/4 \end{cases}$$

Además al menos una de cada dos barras longitudinales de la periferia deberá estar abrazada por la esquina de un estribo

2) Requisitos por cortante.

Fuera de L_d habrá estribas a una separación $S_2 \leq d/2$

Estribas verticales cerradas de una pieza.

$$\phi_s \geq 2.5$$

$$V_{sismo} \geq \frac{V_u}{2} \rightarrow V_{cr} = 0$$

Fig. 10.3 Requisitos para refuerzo transversal de vigas de marcos de concreto

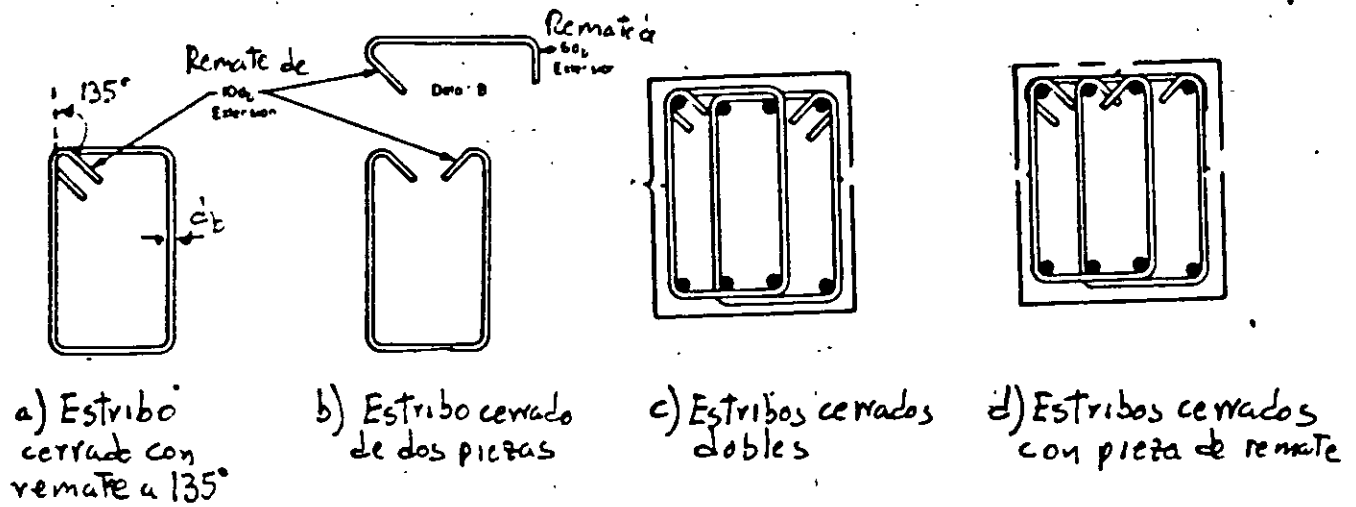


Fig 10.4 Estribos para confinamiento (de código ACI)

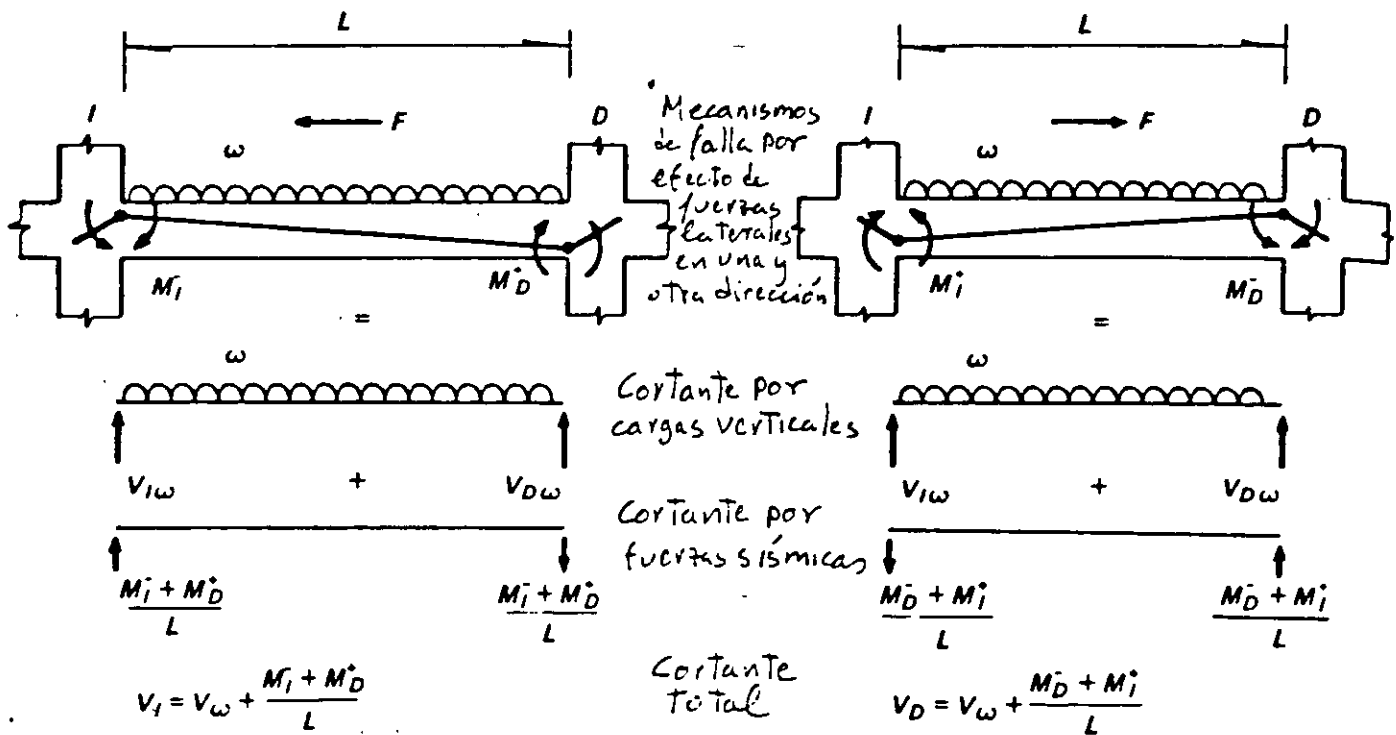
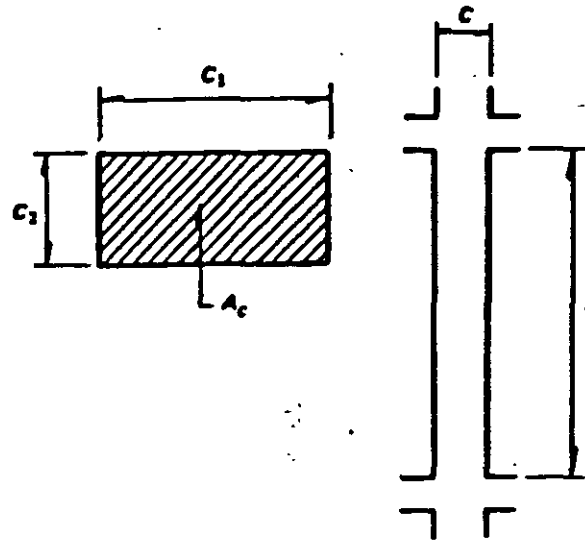


Fig 10.5 Determinación de las fuerzas cortantes de diseño para vigas de marcos dúctiles de concreto



Requisitos generales

$$c_1, c_2 \geq 20 \text{ cm}$$

$$c_1/c_2 \leq 4$$

Requisitos adicionales para marcos dúctiles

$$c_1, c_2 \geq 30 \text{ cm}$$

$$A_c \geq \frac{P_u}{0.5f'_c}$$

$$c_1/c_2 \leq 2.5$$

$$l/c \leq 15$$

Fig 10.6 Requisitos geométricos para columnas de marcos de concreto

I.- REFUERZO LONGITUDINAL

En la unión de la columna que atañen la unión con la viga debe colocarse el mismo ref. transversal que en la. Si el nudo está confinado

por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo.

a) Requisitos generales.

$$\frac{20}{f_y} \leq \rho \leq 0.06$$

Mínimo 4 barras en columnas rectangulares y 6 en circulares

b) Requisitos para marcos dúctiles

$$0.01 \leq \rho \leq 0.04$$

Paquetes de no más de dos barras

Traslapes solo en la mitad central de la altura libre de la columna

II.- REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso

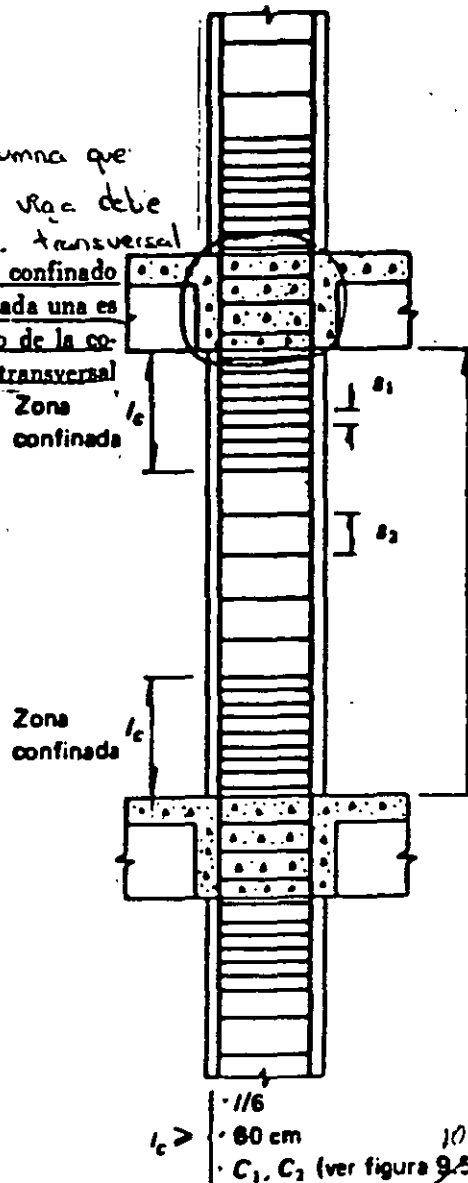
a) Requisitos generales

$$S_2 \leq \begin{cases} \frac{850 d_b}{\sqrt{f_y}} & d_b - \phi \text{ más delgado} \\ 48 d_v & d_v - \phi \text{ estribo} \\ c_1/2, c_2/2 \end{cases}$$

$S_1 \leq$ la mitad de los límites para S_2

b) Requisitos para marcos dúctiles

1) Confinamiento



En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa

El refuerzo transversal no debe ser de grado mayor que 42.

$$d_v \geq \#3$$

Refuerzo Transversal mínimo:

$$S_1 \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} \\ \frac{C_{\text{menor}}}{4} \end{cases}$$

S_1 - Mismos límites que para el caso general.

S_2 - Igual que para requisitos generales

2) Fuerza cortante.

$$\text{Si } P_u < \frac{A_g f'_c}{20} \quad (\text{Incluyendo efectos sismo})$$

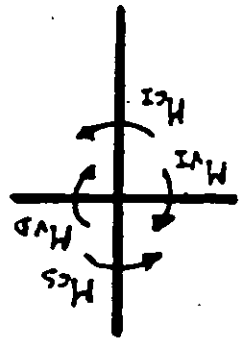
$$V_{\text{sismo}} \geq \frac{V_u}{2} \rightarrow V_{cr} = 0$$

Fig. 10.7 Requisitos de refuerzo para columnas de marcos de concreto.

$$\sum M_c \geq 1.5 (\sum M_v)$$

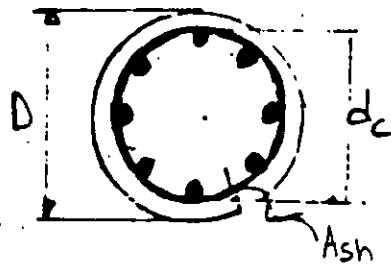
$\sum M_v = M_{v0} + M_{v1}$, es la suma de los momentos flexionantes resistentes (negativo de un lado y positivo del otro) de los extremos de las vigas que llegan a un nudo

$\sum M_c = M_{c1} + M_{c2}$, es la suma de los momentos flexionantes que deben ser capaces de resistir los extremos de las columnas (superior e inferior) que llegan a dicho nudo



El momento resistente de la columna a calcular para la carga axial que le corresponde a la columna por efecto de carga vertical más el doble de la que se genera por efecto de las fuerzas sísmicas actuando en la dirección correspondiente al signo de los momentos flexionantes considerados

Fig 10.8 Procedimiento para la revisión de la capacidad en flexo compresión de columnas de marcos dúctiles de concreto



Mínimo 6 barras longitudinales

Ref. Transversal $\phi \geq \text{No. } 3$

El acero de la hélice $\leq$ grado 42

$$A_{sh} \geq 0.11 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} d_c S$$

$$A_{sh} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} d_c S$$

$$l_c \geq \begin{cases} D \\ h/6 \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_2 \leq 7 \text{ cm y } \geq 1.5 \text{ tamaño agregado}$$

Los testapes tendrán 1.5 vueltas

Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante 2.5 vu

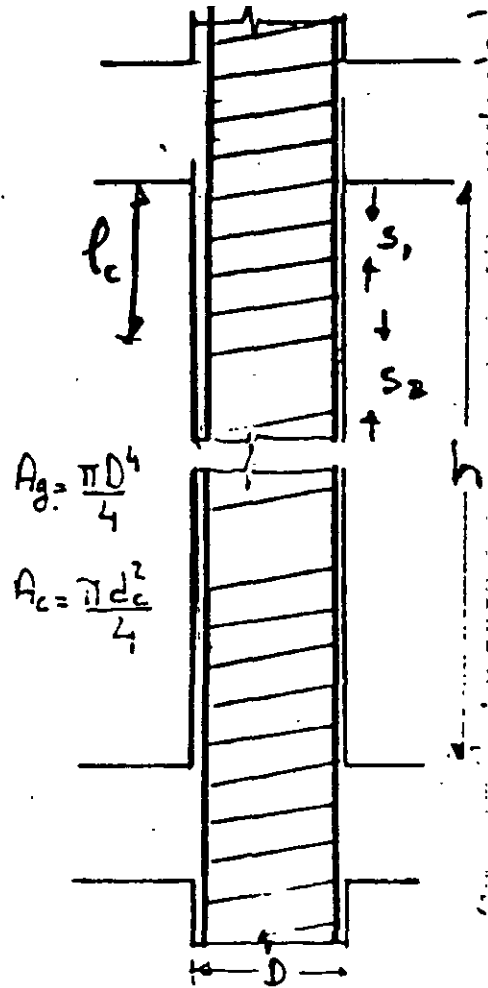


Fig 10.9 Requisitos para columnas zunchadas

$$\Sigma A_v \geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} d_c S_1$$

$$\Sigma A_v \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} d_c S_1$$

ΣA_v = suma de áreas de todas las ramas de estribos en la dirección considerada

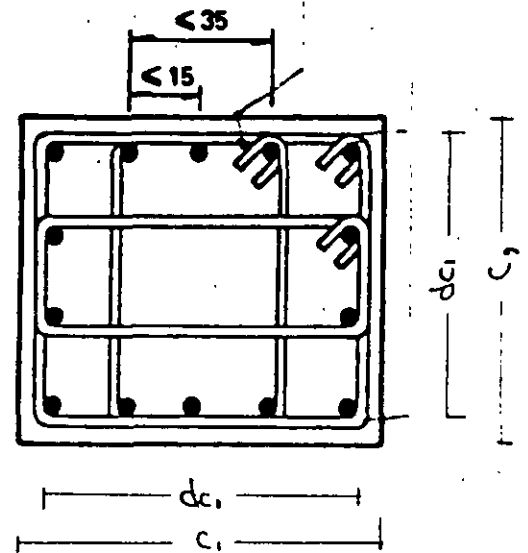
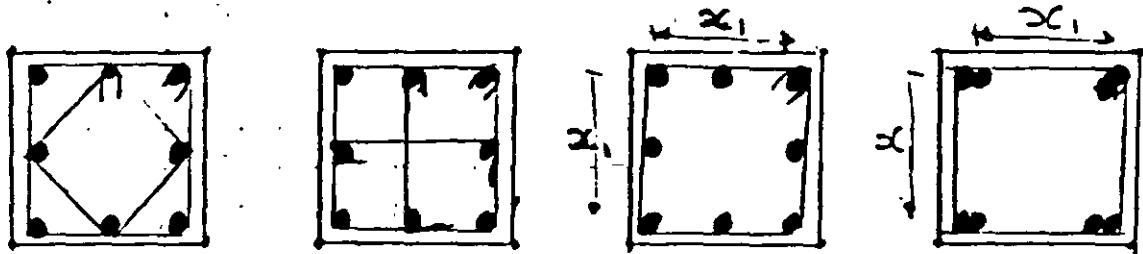
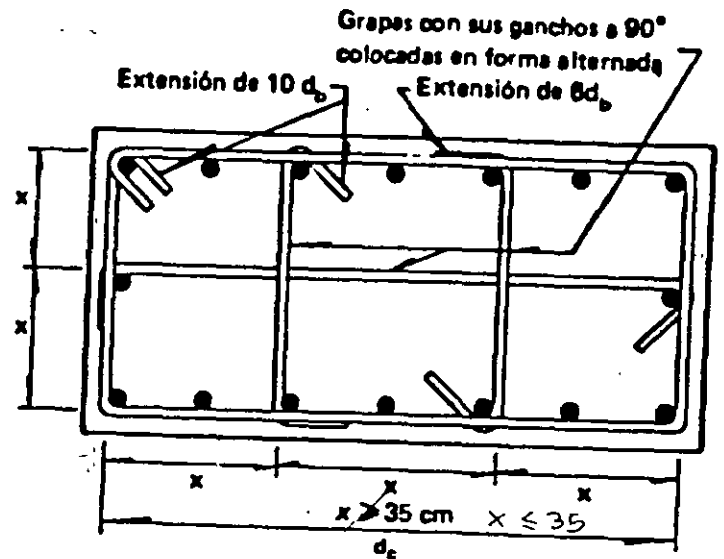


Fig. 10.10 Requisitos de distribución de refuerzo en columnas de estribos.

10.11
 Figura 9-9 Combinaciones de estribos y
 grapas admisibles para confinamiento de
 columnas, según el Reglamento ACI 83.



No son aconsejables
 Admisibles si $x_1 \leq 30$

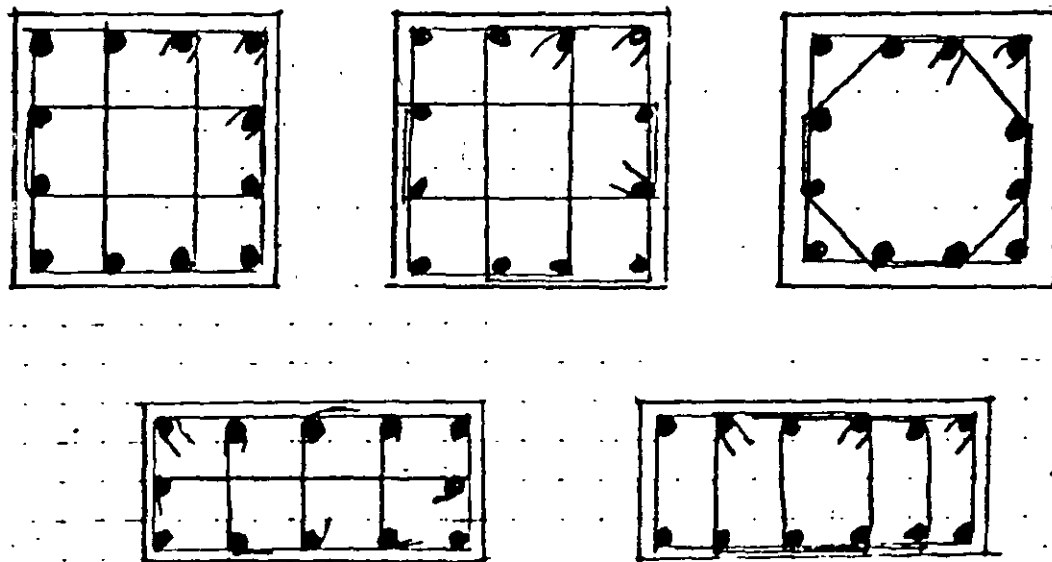
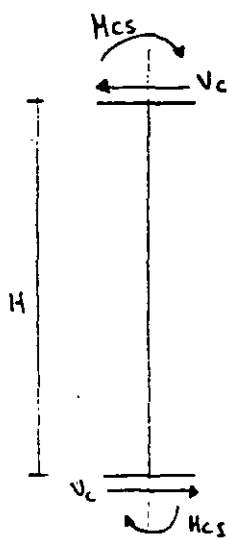


Fig 10.12 Arreglos admisibles de refuerzo en columnas
 de marcos dúctiles de concreto

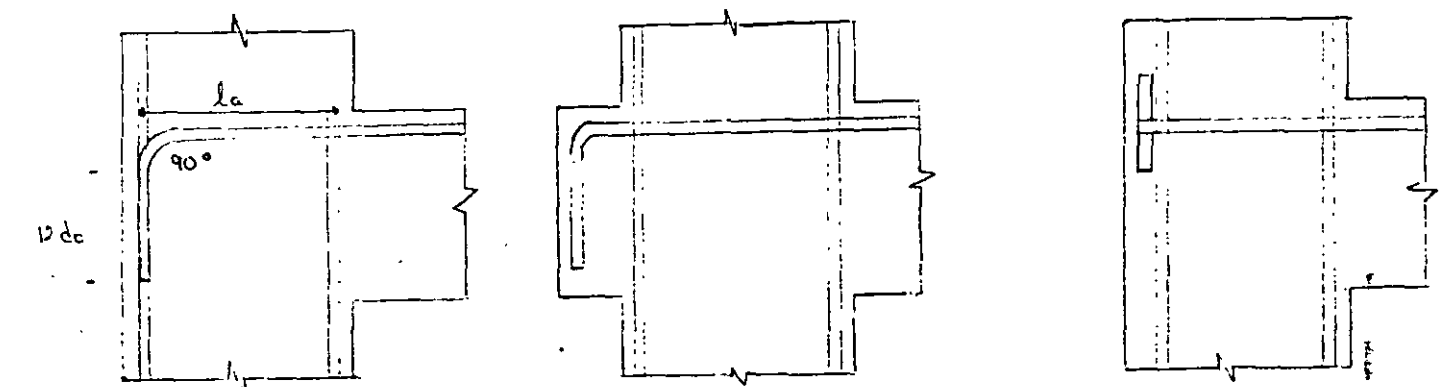


$$V_c = \frac{M_{cs} + M_{cs}}{H}$$

$$M_c \geq 1.5(\Sigma M_u)$$

- En el extremo inferior de columnas de planta baja, se usará el momento resistente de diseño de la columna obtenido con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento resistente.
- En el extremo superior de columnas del último entrepiso se usará $1.5 \Sigma M_u$.

Fig. 10.14 Procedimiento para la revisión de la capacidad por cortante de las columnas de marcos dúctiles.



$$l_d \geq \begin{cases} \frac{0.076 f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \\ 15 \text{ cm} \\ 8 d_b \end{cases}$$

NOTA: 30 % mayor en concreto ligero

a) Anclaje con gancho extremo

b) Viga con saliente para proporcionar la longitud de anclaje necesaria

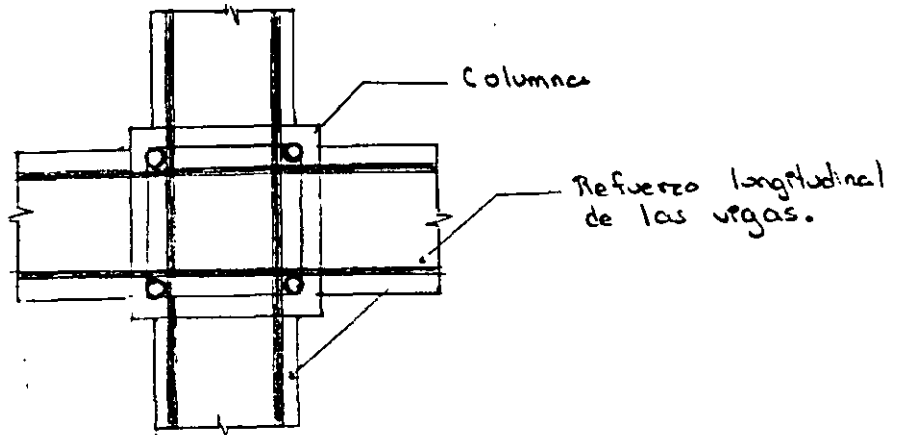
c) Anclaje mecánico

Fig. 10.15 Anclaje del refuerzo longitudinal en Vigas extremas de

UNION VIGA-COLUMNA

Marcos Dúctiles

a) Requisitos generales



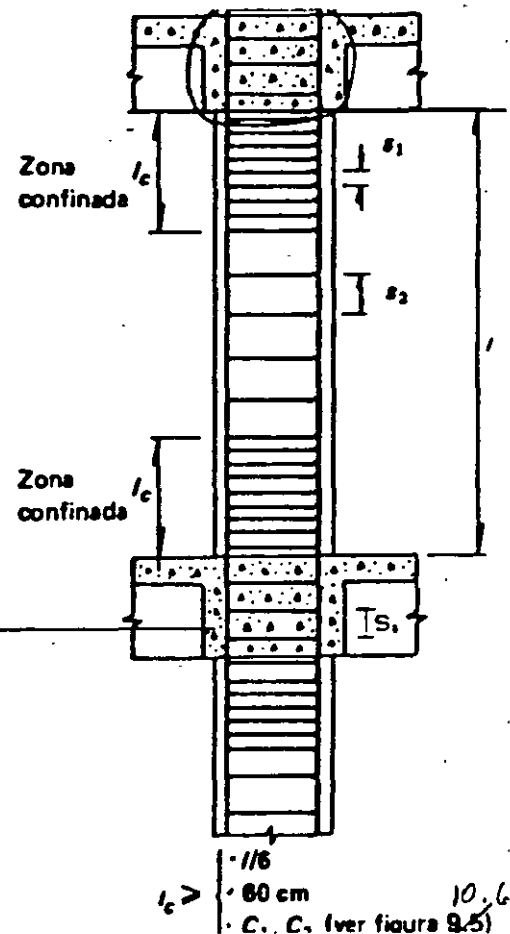
El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

b) Refuerzo Transversal

- El refuerzo transversal no debe ser de grado mayor que el 42.
- Estibos hechos de una pieza, de $\phi \geq N\text{o.} 3$
- Puede complementarse con grupos del mismo ϕ del estibo.

$$S_1 \leq \begin{cases} 0.25 C_{\min} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

UNION VIGA-COLUMNA



Si el núcleo está confinado por 4 traveses que lleguen a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del ref. transversal.

10.16a)

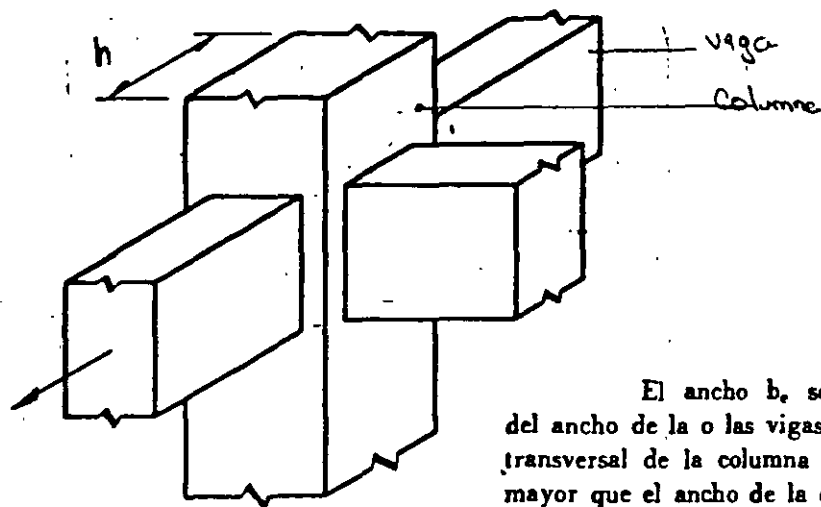
c) Resistencia a fuerza cortante.

La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo.

En nudos confinados
otros nudos

$$V_u = 5.5 F_R \sqrt{f_c'} b_e h$$

$$V_u = 4.5 F_R \sqrt{f_c'} b_e h$$



d) Anclaje del refuerzo

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectos a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h(\text{col.})/d_b(\text{barra de viga}) \geq 20$$

$$h(\text{viga})/d_b(\text{barra de col.}) \geq 20$$

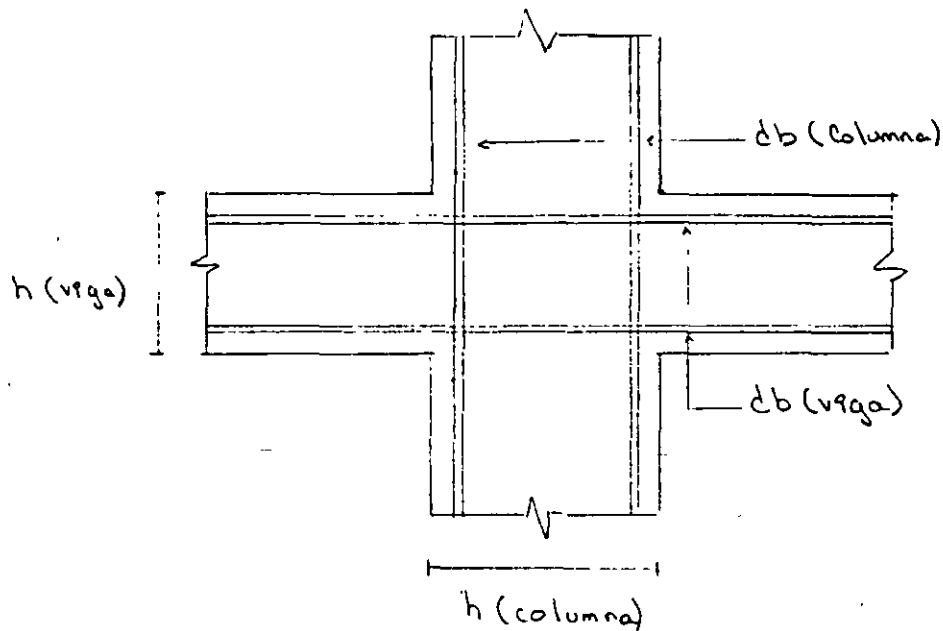
$h(\text{col.})$ es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de viga consideradas

Si en la columna superior del nudo cumple:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} \geq 0.3$$

Entonces: $h(\text{viga})/d_b(\text{barras de col.}) \geq 15$

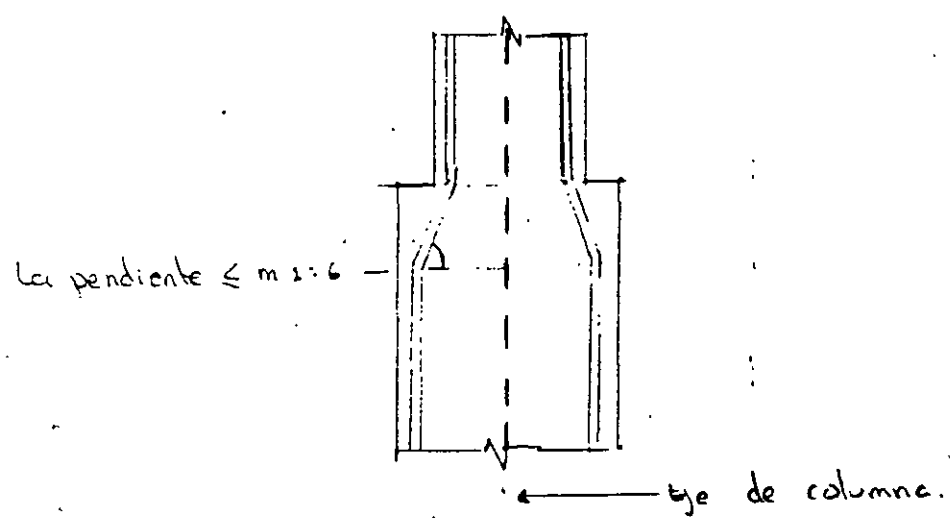
NOTA: también esta relación se cumplirá cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50% de la fuerza lateral total.

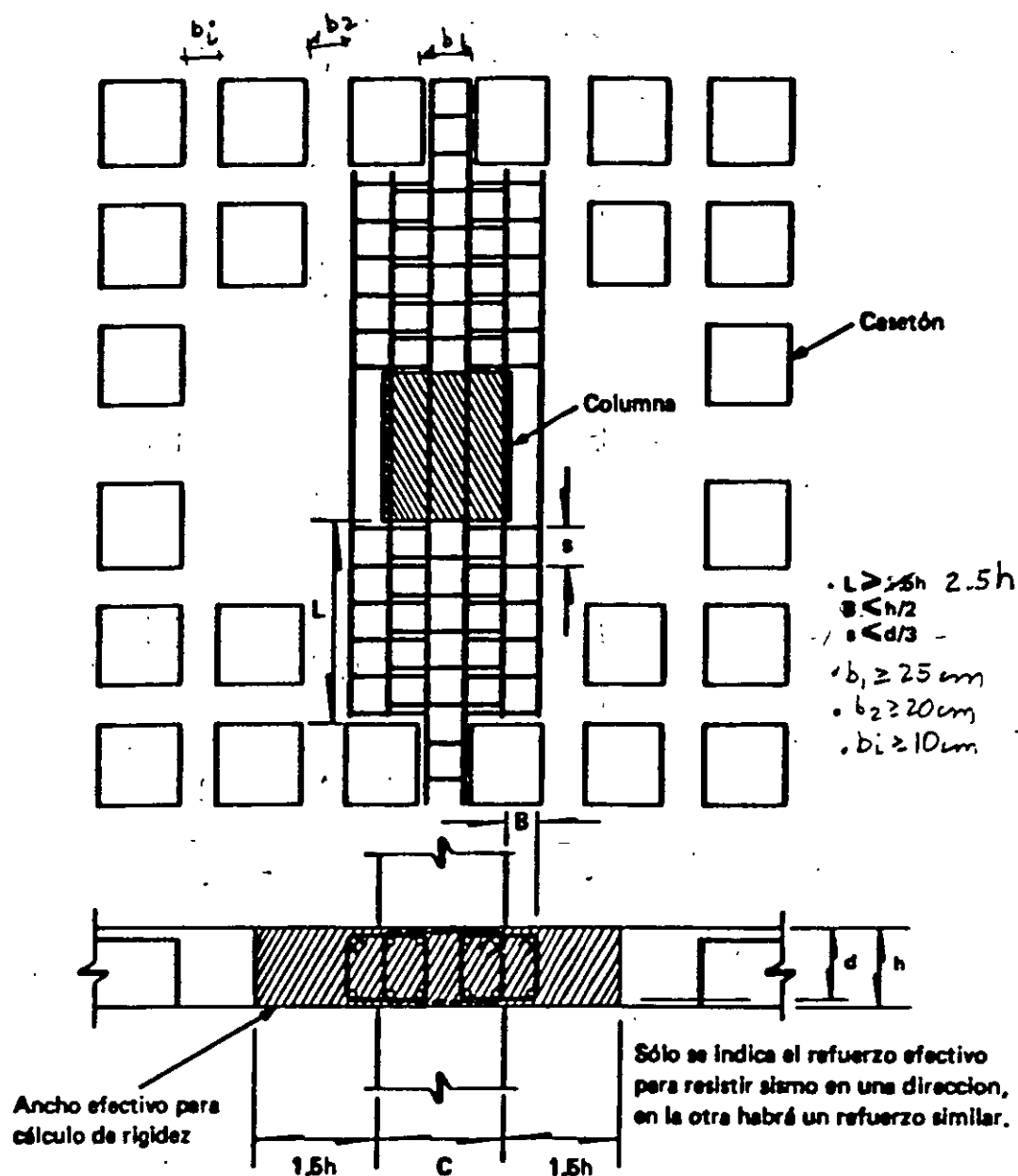


GENERALES:

Se será de la misma manera que en la zona de confinamiento (el diámetro del ref. transversal no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha sección, Si igual que en la zona de confinamiento).

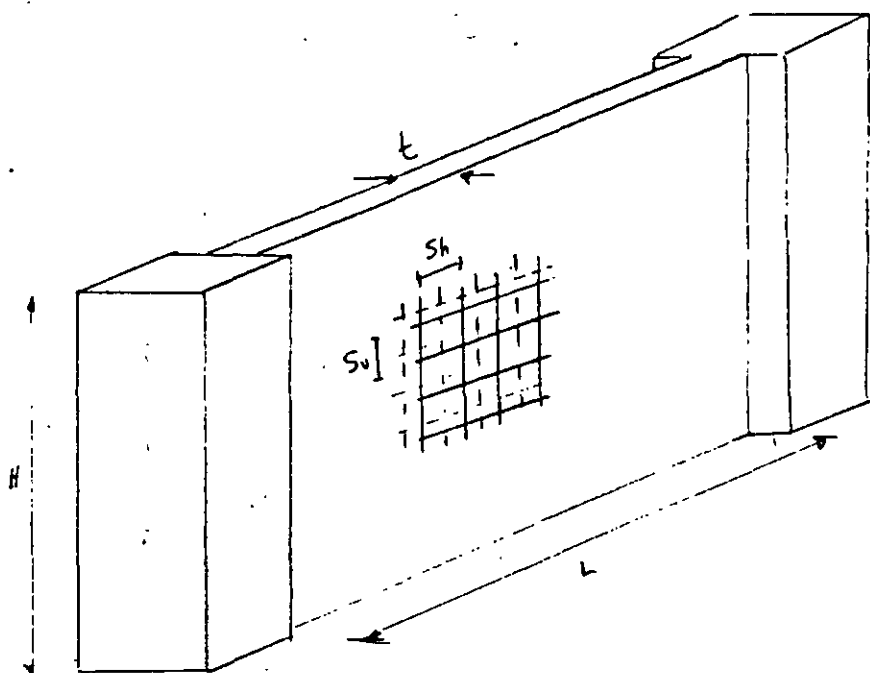
Si la intersección es excéntrica, deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, momentos y torsiones causados por la excentricidad.





$\frac{h(\text{columna})}{d_b(\text{barras de losa})} \geq 20$ $\frac{h(\text{columna})}{d_b(\text{barras de col.})} \geq 15$ $h(\text{columna})$ - e: la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de losa consideradas.

Fig 10.17 Refuerzo en la conexión losa plano-columna



Limitaciones geométricas

$$L/t \leq 70$$

$$t \geq \begin{cases} 13 \text{ cms} \\ 0.06 H \text{ (altura no restringida lateralmente)} \end{cases}$$

Refuerzo mínimo

$$\rho_v, \rho_h \geq 0.0025$$

$$s_v, s_h \leq 35 \text{ cm.}$$

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{t s_v} \quad \rho_v = \frac{A_{sv}}{t s_h}$$

Fig. 10.18 Requisitos geométricos y de refuerzo en muros de concreto

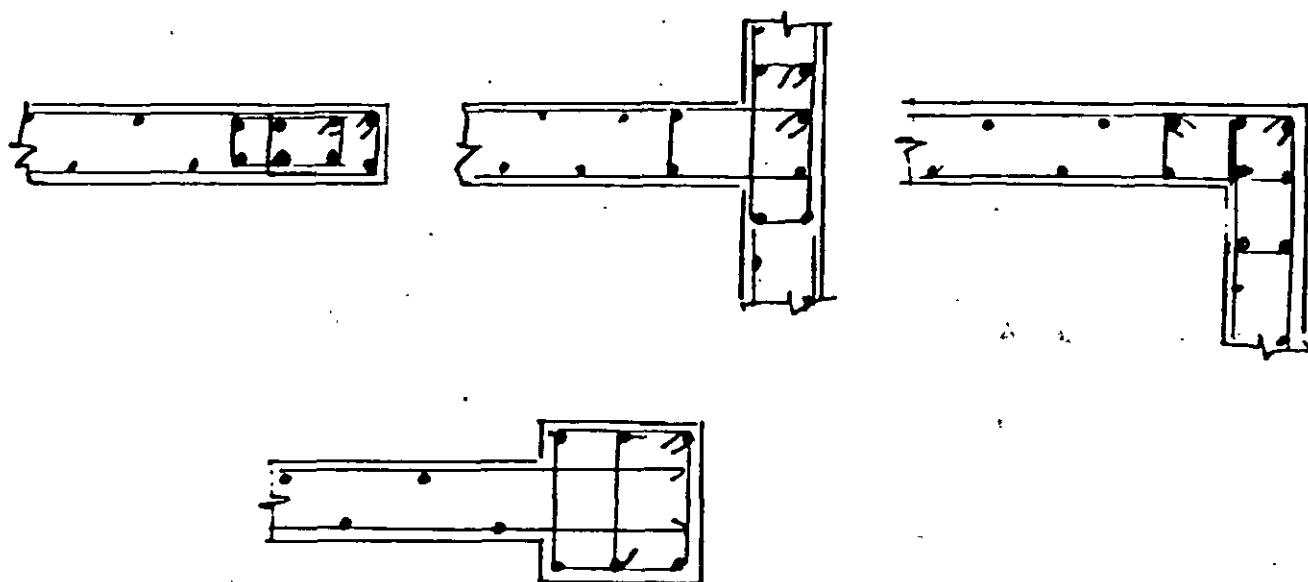
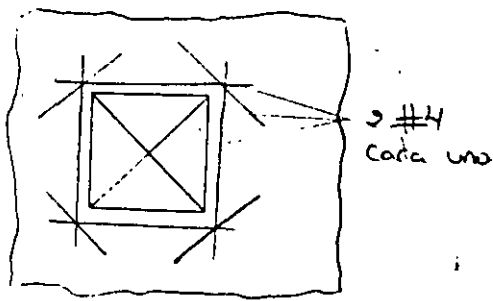
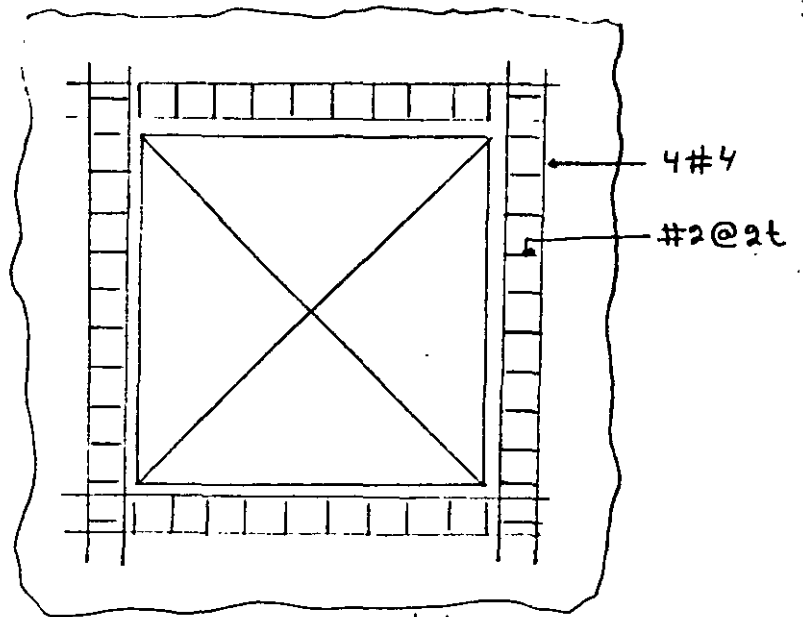


Fig. 10.14 Refuerzo en los extremos de muros



Refuerzo mínimo alrededor de aberturas pequeñas (la mayor dimensión del vano no supera 80 cm ni una cuarta parte de la dimensión de la pared)



Refuerzo mínimo alrededor de aberturas mayores.

Fig. 10.20 Detalles recomendados de refuerzo alrededor de aberturas en muros de concreto.

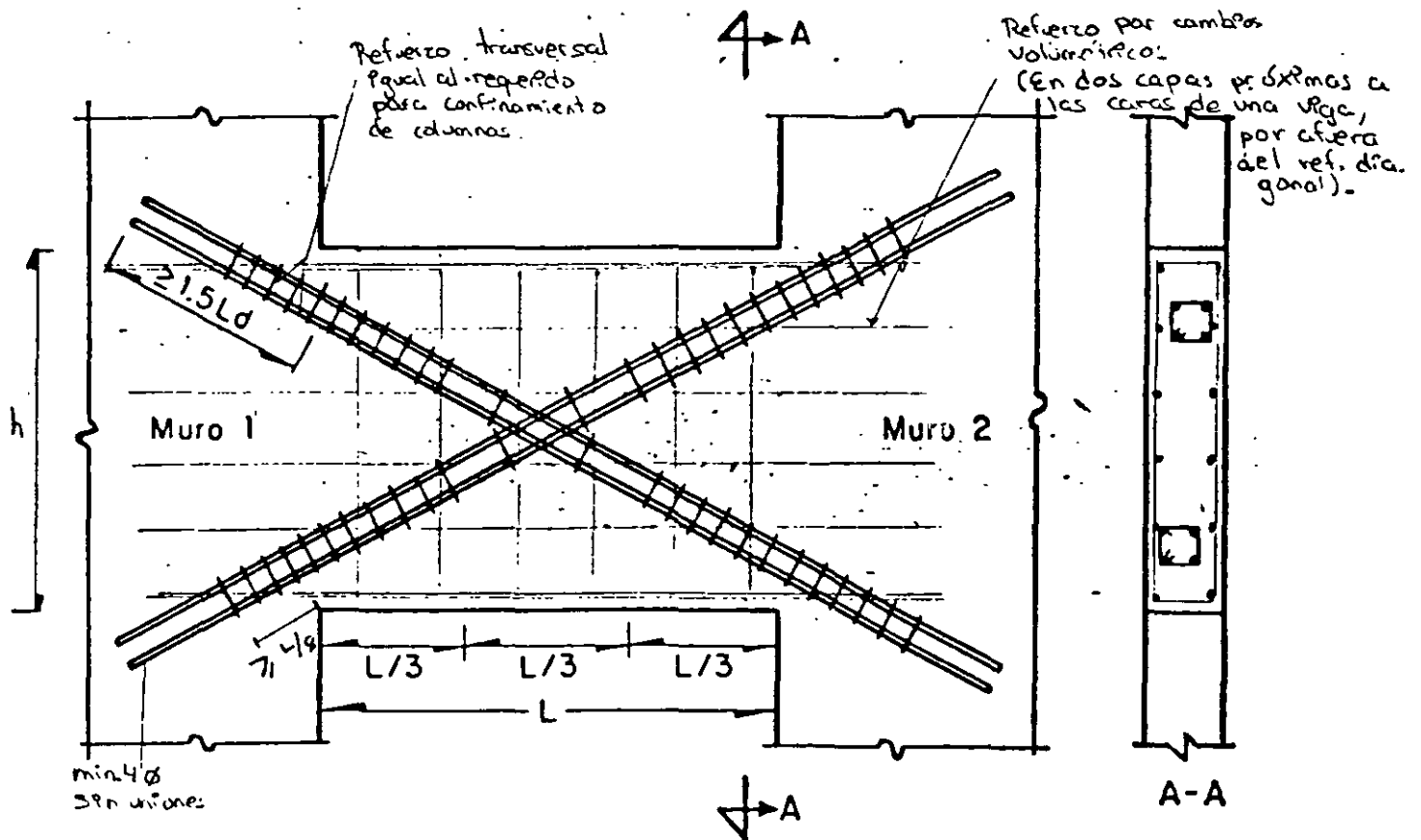


Fig. 10.21 Refuerzo de viga de acoplamiento que une muros de concreto.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

ANEXO

**DR. OSCAR HERNÁNDEZ BASILIO
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

ANEXO

En el artículo se dan diversos criterios generales para mejorar el comportamiento, principalmente ante sismo, de construcciones sin refuerzo contruidos con adobe, piedra y tabique. A continuación se darán reglas conservadoras que asegurarán la supervivencia de una construcción tipo rural; así como un método para realizar un análisis simplificado de este tipo de construcciones.

A) Relaciones geométricas.

La tabla que a continuación se muestra limita la geometría de la construcción en función de los parámetros H/t (relación de altura a espesor de muros) y $L/2t$ (longitud entre soportes del muro al doble de su espesor). Conviene recordar que se debe buscar la simetría en la construcción.

VALORES MAXIMOS DE H/t o $L/2t$

Peso del techo, en kg/m^2	SIN REFUERZO		CON CADENA DE CONCRETO	
	I	II	I	II
≤ 50	4.1	2.9	9.1	6.5
≤ 150	3.4	2.4	7.7	5.5
< 500	2.9	2.0	6.6	4.7

Estos valores son resultado de análisis teóricos desarrollados en la referencia "Seguridad de casas de adobe ante sismos", publicada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. El caso II es para construcciones situadas en la zona de más alta intensidad del país (costa del pacífico, abarca los estados de Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas), mientras que el caso I sería aplicable a zonas de moderada intensidad sísmica.

Si se emplean las relaciones anteriores se asegura que las construcciones serán capaces de soportar el sismo de diseño de las zonas correspondientes.

Este es un procedimiento conservador pero que se considera puede ser de gran ayuda para reducir los daños, cada vez mayores, que se presentan en construcciones de adobe.

B) Procedimiento de análisis

- a) Determinar el coeficiente sísmico, C_s , de la zona y tipo de suelo donde se construirá; se pueden tomar los que se muestran en la siguiente figura

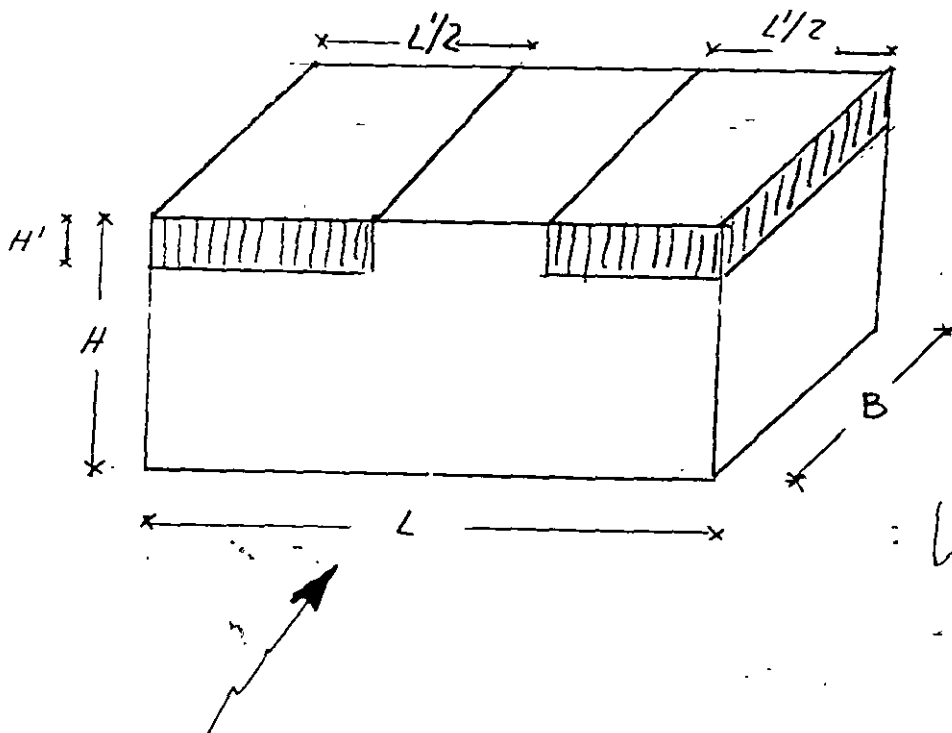


- b) Se calcula la fuerza cortante en los muros alineados en la dirección que se está analizando

$$V = C_s W' / Q$$

Q es el factor de reducción por ductilidad que toma el valor 1 si la construcción no tiene ningún tipo de refuerzo, y 1.5 si tiene al menos una cadena de concreto en su parte superior.

W' es el peso de la construcción que incluye el peso del techo, de la cadena de concreto (si la hay) y parte de los muros (parte se apoya directamente en el suelo). Para valorar W' se calcula el peso de los materiales incluidos dentro de los siguientes límites.



en casas sin refuerzo

$$L' = 2H^2/L \leq L ; H' = H/4$$

en casas con cadena de concreto

$$L' = 3H^2/L \leq L ; H' = H/3$$

cuando se tiene un techo rígido

$$L' = L ; H' = 3H/5$$

$$V = C_s W'$$

Este análisis se debe hacer para cada cuarto que forme a la construcción. En muros intermedios se asigna el 60% del valor calculado y 40% al muro exterior; si no hay muros intermedios cada muro extremo debe resistir el 50% de V. Se debe considerar la reducción de resistencia del muro cuando su relación $h/b > 1.33$, disminuyendo su área por el factor $(1.33 \frac{b}{h})^2$.

c) Se compara el esfuerzo actuante en el muro con el resistente, que conservadoramente se puede tomar como $v_r = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$.

d) Se revisa que los esfuerzos por flexión en el adobe no rebasen el permisible ($f_t^* = 1 \text{ kg/cm}^2$); esto se puede hacer aplicando el siguiente procedimiento:

1. Se calcula el momento flexionante en los extremos del muro

$$M = C_s w X^2 / K$$

K = 20 si existe cadena de concreto o 5 si no tiene refuerzo

X H o L/2, el menor

W carga por unidad de longitud en el muro, incluye: peso unitario del muro, la mitad del peso del techo y el de la viga de concreto (si es que existe)

2. Se valúa el esfuerzo de flexión

$$f_t = M/S \quad S = t^2/6$$

3. Se debe cumplir

$$f_t < f_t^*$$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MÓDULO V

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA

SISTEMAS ESTRUCTURALES

DR. SERGIO ALCOCER MARTÍNEZ DE CASTRO

**PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

6. SISTEMAS ESTRUCTURALES

La solución ideal, desde un punto de vista económico, consiste en escoger sistemas estructurales que se diseñen para soportar las cargas verticales, y que ^{resistan} ~~sean capaces de resistir~~ la combinación de éstas y las solicitaciones sísmicas sin que el aumento de esfuerzos (o la disminución de factores de carga respecto a la falla) exceda el incremento permitido en los reglamentos para solicitaciones producidas por cargas permanentes y accidentales combinadas; al mismo tiempo, debe revisarse que los desplazamientos horizontales relativos entre niveles consecutivos no sobrepasen límites aceptables, y comprobarse que se tiene una seguridad adecuada contra la inestabilidad de conjunto de la construcción.

Los edificios de pocos pisos, con muros de carga, suelen satisfacer automáticamente las dos condiciones ~~anteriores~~ de resistencia y rigidez; al aumentar el número de niveles y requerirse una estructura el problema se vuelve más difícil, y para evitar incrementos excesivos en costo y en el tamaño de los elementos estructurales deben utilizarse sistemas adecuados.

ELECCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL. -

Las características principales que debe tener un edificio que se va a construir en una zona sísmica son:

Resistencia. El edificio ha de tener una seguridad adecuada contra el colapso durante temblores intensos. Para ello, debe diseñarse para que soporte solicitaciones sísmicas relativamente altas, compatibles con la sismicidad de la zona.

Rigidez. Es necesaria para evitar daños en muros, cercos, instalaciones y otros elementos no estructurales, durante temblores frecuentes de poca intensidad, y para impedir fallas por inestabilidad, debida a amplificación excesiva de los momentos por interacción carga vertical - desplazamiento horizontal, en temblores intensos. La rigidez apropiada se logra manteniendo los desplazamientos laterales de entrepiso por debajo de límites adecuados, que se indican en los reglamentos.

Ductilidad. Esta propiedad no es indispensable, en teoría, puesto que pueden construirse estructuras que, también en teoría, se comporten elásticamente bajo

temblores de cualquier intensidad; constituye, sin embargo, una manera económica de obtener estructuras capaces de soportar temblores intensos, si bien sufren daños que pueden ser importantes. Además, como no se conocen las características (intensidad, duración, contenido de frecuencias, etc) del temblor más desfavorable a que quedará sometida la construcción, no puede suprimirse la ductilidad, al menos en zonas críticas de la estructura, sin correr el riesgo de que el comportamiento real esté muy por debajo del previsto.

SISTEMAS PARA PROPORCIONAR RIGIDEZ Y RESISTENCIA LATERALES.

~~A pesar de que~~ ^{Aunque} la razón de ser de la estructura de un edificio proviene de la necesidad de soportar cargas verticales, la elección del sistema estructural queda determinada, casi siempre, por la manera en que ~~han de resistirse~~ ^{se resisten} las fuerzas horizontales; más todavía, aunque no hubiese más que cargas verticales, también se tendría que pensar en cómo obtener rigidez lateral adecuada, puesto que siempre es teóricamente posible que un edificio completo, o alguno de sus entresijos, falle por inestabilidad lateral. Las solicitaciones horizontales son, pues, las que determinan las características principales de los sistemas estructurales de los edificios excepto, quizá, en los que no tienen más de dos o tres niveles.

Las estructuras deben ser estables bajo cualquier condición posible de carga.

Cuando lo son, las solicitaciones exteriores ocasionan ~~en ellas~~ deformaciones pequeñas, y las fuerzas interiores les devuelven su forma original cuando desaparecen las cargas. En cambio, si una estructura es inestable las cargas producen deformaciones muy grandes, que crecen aunque las solicitaciones se mantengan constantes; además, las acciones interiores estabilizadoras no logran que la estructura recupere su configuración inicial cuando se descarga. El conjunto de vigas y columnas de la fig. 14. es claramente inestable, pues no resiste fuerzas horizontales ni tiene ningún mecanismo que haga que recupere su forma inicial.

En la fig. 15 se ilustran los pocos mecanismos que pueden utilizarse para obtener sistemas estructurales estables, capaces de resistir los efectos producidos por fuerzas horizontales. El primero consiste en añadir una diagonal, con lo que se obtiene una estructura contraventada. En el segundo la estabilidad lateral se logra por medio de muros de cortante o de rigidez, de mampostería de tabi-

que o de concreto reforzado, que son elementos planos verticales de gran rigidez y resistencia. Por último, los miembros que forman la estructura pueden unirse entre sí por medio de conexiones rígidas, que impiden las grandes rotaciones asociadas con el colapso: la estabilidad lateral se consigue con el uso de marcos rígidos.

Para asegurar la estabilidad, en todas las direcciones, de un edificio, puede utilizarse uno solo de los sistemas mencionados, o una combinación de varios de ellos.

Ventajas del acero estructural. El acero es el material más común en sistemas estructurales de varios pisos. Sus ventajas principales son su alta resistencia, en tensión o en compresión, y su gran rigidez, que proviene de su elevado módulo de elasticidad; la combinación de estas propiedades produce estructuras mucho menos masivas y, por consiguiente, más ligeras y eficientes desde el punto de vista del uso de los espacios, que las que se obtienen con el otro material ~~que se utiliza en la~~ construcción, el concreto reforzado. Además, con acero se pueden salvar claros grandes, lo que permite crear los grandes espacios abiertos necesarios en los edificios modernos de oficinas. El empleo de sistemas de piso de lámina acanalada, en vez de losas de concreto, elimina el uso de obra falsa y aumenta la ligereza de la estructura. Su ductilidad lo hace el material más adecuado para los edificios altos, sobre todo para los que se construirán en zonas sísmicas. También la ligereza es un factor favorable, ~~en este caso~~, pues al disminuir el peso de la construcción disminuyen las fuerzas de inercia producidas por los temblores.

Las estructuras de acero se fabrican en taller, de manera que su uso industrializa el proceso de construcción, con las consiguientes ventajas de velocidad, precisión y calidad que llevan, finalmente, a la obtención de un sistema estructural muy confiable. Cuando la rigidez lateral de la estructura se vuelve crítica, el acero puede utilizarse combinado con concreto.

Para determinar el sistema estructural más conveniente en un edificio alto ha de reconocerse que su capacidad para resistir fuerzas horizontales se vuelve crítica, y que deja de serlo la manera en que se transmiten las cargas verticales (función que, de todos modos, no debe olvidarse). El sistema que resiste las

fuerzas horizontales, producidas por viento o sismo, está compuesto por una combinación de vigas, columnas, contraventeos en diagonal y muros de rigidez. De diseñarse para que soporte la mayor cantidad posible de carga vertical, de manera que se eviten, o se reduzcan a un mínimo, las tensiones netas transmitidas a la cimentación durante un sismo, y para que proporcione soporte lateral a subsistemas diseñados sólo para carga vertical.

Las fuerzas laterales producen fuerzas cortantes horizontales, momentos de volteo y desplazamientos. ~~laterales~~. La demanda de resistencia y rigidez crece rápidamente cuando aumenta la altura del edificio, y el sistema estructural debe satisfacer esa demanda. La fuerza cortante aumenta linealmente con la altura, y el momento de volteo y los desplazamientos laterales crecen con su segunda y cuarta potencia.

En edificios de cierta altura el diseño suele quedar regido por la necesidad de proporcionar rigidez lateral suficiente para mantener los desplazamientos relativos de entrepiso dentro de límites aceptables, no por la capacidad del sistema para resistir las fuerzas cortantes horizontales y los momentos de volteo. Esto ha hecho que en las últimas tres décadas se hayan desarrollado diversos sistemas estructurales, buscando satisfacer la demanda de rigidez lateral de una manera económica.

Los sistemas estructurales que se han empleado a partir de los años sesenta siguen un proceso lógico de evolución, basado en comparaciones con el sistema más eficiente posible, un cantiliver que utiliza las dimensiones exteriores totales del edificio. La medida de la eficiencia de un sistema estructural cualquiera está, pues, relacionada directamente con su efectividad para soportar fuerzas horizontales trabajando como antiliver.

El marco rígido, que resiste las fuerzas horizontales por flexión de los miembros que lo componen, constituye el cantiliver menos eficiente, por lo que se colocó al principio de una carta de sistemas posibles; el otro extremo ~~lo consti-~~^{es} ~~tuye~~ un cantiliver completamente efectivo, que utiliza la forma exterior tridimensional completa de la construcción. Entre los dos extremos hay una serie de sistemas, que se muestran en la Fig. ^{6.2.} ~~(Fig. 2, pág. 648, "Constructional...")~~. La carta es útil en las primeras etapas del proceso de diseño, ya que permite escoger un sistema adecuado, que después se dimensiona para lograr la eficiencia buscada.

← (Las alturas límite indicadas en la figura corresponden a edificios construidos en zonas donde las fuerzas horizontales de diseño son ^{producidas por} ~~debidas a~~ viento; en zonas sísmicas son, en general, menores; la ductilidad del sistema, de enorme importancia en diseño sísmico, es mucho menos crítica cuando el diseño es por viento/

Marcos rígidos.

Los marcos rígidos tridimensionales, formados por un conjunto de vigas y columnas, constituyen un sistema estructural eficiente para edificios de altura pequeña o media, hasta unos 10 ó 12 pisos. En edificios destinados a habitación no suele justificarse su empleo como únicos elementos resistentes, pues por requisitos de funcionamiento se cuenta con gran número de muros, que separan unas habitaciones de otras, colocados en las mismas posiciones en todos los niveles, que pueden utilizarse con ventaja, solos o en combinación con los marcos. En cambio, los edificios de oficinas carecen casi por completo de divisiones de carácter permanente, por lo que en ellos sí puede convenir utilizar ~~los~~ marcos rígidos como único sistema estructural, pues proporcionan la máxima libertad de planeación y operación.

Los marcos rígidos constituyen una solución adecuada en edificios de poca o mediana altura que se van a construir en zonas sísmicas porque, además de proporcionar la resistencia necesaria ante cargas verticales y horizontales de una manera económica, permiten obtener estructuras de ductilidad elevada, capaces de incursionar en el intervalo inelástico bajo sollicitaciones sísmicas intensas, disipando una parte importante de la energía que les transmite el terreno sin sufrir daños, o experimentando desperfectos locales, de pequeña cuantía y fácil reparación.

~~Los marcos rígidos~~ Bien diseñados, detallados y construidos, tienen un comportamiento dúctil estable bajo cargas cíclicas ~~que los hacen trabajar~~ fuera del intervalo elástico, y la mayor parte de los códigos de construcción los consideran sistemas estructurales preferenciales, para los que especifican cargas laterales menores que las correspondientes a otros sistemas.

Es una práctica aceptada generalmente la de que el dimensionamiento de los miembros que componen los marcos rígidos se haga de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas antes que en las columnas, con lo que se logra que las deformaciones plásticas más importantes se concentren en zonas que pueden

aceptarlas con poca, o ninguna, pérdida de resistencia. Esta es la filosofía de diseño conocida como "columnas resistentes - vigas débiles".

Sin embargo, la ductilidad se convierte en la principal desventaja de los marcos rígidos cuando se pretende utilizarlos en edificios altos carentes de elementos estructurales adicionales que contribuyan a la resistencia y rigidez lateral del conjunto, pues se hace necesario aumentar las dimensiones de vigas y columnas, muy por encima de las requeridas para soportar las cargas verticales, primero para obtener la resistencia necesaria ante cargas horizontales y después, cuando crece el número de pisos, para controlar los desplazamientos laterales y mantenerlos dentro de límites adecuados.

Los marcos rígidos constituyen el esqueleto resistente de un gran número de construcciones modernas de muy diversos tipos. ~~(Fig. 2)~~ Su nombre proviene de que los elementos principales que los componen, vigas y columnas, están ligados entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de transmitir los momentos, fuerzas normales y cortantes, sin que haya desplazamientos lineales o angulares relativos entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, lo que hace que la estructura resultante pueda resistir por sí sola, sin la ayuda de elementos adicionales de otros tipos, cargas verticales y horizontales. El dimensionamiento de las conexiones entre vigas y columnas constituye uno de los aspectos más importantes del diseño de los marcos rígidos.

6.3

En la Fig. ~~(Fig. 7, pág. 658, "Construcción...")~~ se muestra un marco rígido deformado por fuerzas horizontales; la deformación, que se caracteriza por la rotación de los nudos y la flexión de vigas y columnas, comprende dos partes, la deformación por cortante y la producida por el alargamiento y acortamiento de las columnas. En marcos rígidos de proporciones usuales la primera representa entre el 80 y el 90% de la deformación total, de manera que un dimensionamiento óptimo de la estructura, desde el punto de vista de las deformaciones, estará dirigido a minimizarla.

Los desplazamientos por cortante son proporcionales a las sumas de rigideces I/L e I/h de todas las vigas y columnas de cada nivel; como el claro de las vigas es, en general, dos o tres veces mayor que la altura de las columnas, para que las contribuciones de unas y otras sean semejantes los momentos de inercia de las primeras deben ser dos o tres veces mayores que los de las segundas, lo que indi

que cuando los claros crecen tienen que utilizarse vigas de peralte considerable para controlar los desplazamientos. El peralte económico aumenta en los pisos inferiores, en los que la fuerza cortante es mayor, y en edificios de cierta altura excede ~~del~~ permitido por requisitos arquitectónicos o funcionales, lo que obliga a utilizar secciones más pesadas; ésta es una de las causas principales de la ineficiencia de los marcos rígidos. Además, si los desplazamientos se controlan aumentando las dimensiones de las vigas éstas se hacen más resistentes que las columnas, lo que está en contra de la hipótesis, generalmente aceptada, de que en zonas sísmicas conviene que tengan una resistencia menor.

La relación altura/ancho total del edificio es también de la mayor importancia en la eficiencia de los marcos rígidos, ya que cuando el ancho es grande aumenta el número de crujeías. Los marcos de la periferia del inmueble pueden ser más eficientes que los interiores si el proyecto arquitectónico permite disminuir la separación entre sus columnas y aumentar el peralte de las vigas.

~~uniones rígidas~~
Las ~~conexiones~~ aumentan el costo, ~~de los marcos rígidos~~, por este motivo, un sistema estructural popular en Estados Unidos es el formado por marcos rígidos colocados sólo en la periferia del edificio, mientras que el resto de la estructura tiene juntas flexibles; disminuye así sustancialmente el número de conexiones rígidas, pero aumenta el grueso de las paredes de los elementos que han de unirse entre sí, puesto que el sismo es resistido por sólo dos marcos en cada dirección, crecen las dificultades para hacer buenas soldaduras y disminuye la hiperestaticidad del sistema. Las fallas de soldadura de penetración completa entre los patines de vigas y columnas registradas durante el temblor de Northridge, California, del 17 de enero de 1994, se han achacado, al menos en parte, a los problemas creados al soldar placas muy gruesas, originadas por el sistema estructural mencionado.

~~predominan~~
En edificios altos, en los que ~~las~~ ^{predominan} las solicitaciones producidas por viento o sismo, ~~se vuelven predominantes~~, el marco rígido convencional deja de ser una solución adecuada, pues para darle la resistencia y rigidez necesarias se requieren vigas y columnas de dimensiones y costo excesivos. En esos casos conviene utilizar elementos estructurales adicionales, muros de rigidez o contraventeos, que resistan las fuerzas horizontales más eficiente y económicamente.

El uso de los elementos mencionados hace que el marco rígido deje de ser indispensable pues la estructura de soporte de un edificio puede construirse con

~~articuladas en las columnas,~~
vigas y ~~columnas articuladas entre sí~~, proporcionando la rigidez y resistencia laterales necesarias para evitar problemas de inestabilidad y para soportar efectos producidos por fuerzas horizontales por medio, por ejemplo, de armaduras verticales formadas por columnas, vigas y contraventeos en diagonal colocados entre ellas.

En un mismo edificio se puede emplear una combinación de marcos rígidos, contraventeos, muros de rigidez y vigas articuladas en las columnas, cambiando incluso la forma de trabajo en las dos direcciones principales, ya que, de acuerdo con sus características arquitectónicas y funcionales, una combinación de dos o más de los sistemas estructurales mencionados puede proporcionar la solución más eficiente y económica.

Marcos contraventeados.

Bajo cargas horizontales, las armaduras verticales formadas por vigas, columnas y diagonales trabajan como elementos en cantiliver; los momentos de volteo son equilibrados por fuerzas normales, de tensión y compresión, que aparecen en las columnas, y las fuerzas cortantes son resistidas por las diagonales; éstas pueden tener diversas configuraciones, como se muestra en la fig. ^{6.4}~~(fig. 44, pág. 652, "Constructional...")~~.

Las armaduras de cortante pueden, por sí solas, proporcionar toda la resistencia y rigidez requeridas en edificios de altura media; se emplean con frecuencia para resistir los efectos del viento, pero en zonas sísmicas suelen combinarse con marcos rígidos, con lo que se obtiene un sistema de marcos y armaduras que interactúan entre sí. Cuando se combina la deformación por cortante de los marcos con la de las armaduras, en flexión, se obtiene un sistema de gran rigidez lateral; en la parte superior del edificio los marcos restringen las deformaciones de las armaduras, y en la parte inferior ~~sucede lo contrario~~ son las armaduras las que restringen a los marcos. Esto ocasiona una redistribución de fuerzas cortantes entre marcos y armaduras (Fig. ^{6.3}~~12, pág. 653, "Constructional..."~~) que lleva la rigidez del sistema a un nivel mucho más alto que el que se obtiene sumando directamente las rigideces de unos y otras.

Las armaduras verticales se colocan alrededor del núcleo de servicios (que incluye elevadores, escaleras, sanitarios, ductos y cuartos para equipo mecánico,

eléctrico y de teléfonos) y en los muros de lindero del edificio, y se combinan con marcos rígidos.

— Sigue pág. 42 —

Contraventeos excéntricos.

En la Fig. ^{6.6} se muestran cuatro marcos provistos de otros tantos tipos de contraventeos excéntricos. Las fuerzas axiales que aparecen en las diagonales, como un resultado de las acciones sísmicas, se transmiten a las columnas o a otras diagonales a través de un tramo corto de viga, llamado "eslabón activo", que trabaja en flexión y cortante. Escogiendo adecuadamente su geometría puede lograrse que un marco contraventeado excéntricamente tenga una rigidez elástica muy cercana a la de marcos similares provistos de contraventeos concéntricos y que, por otro lado, los eslabones activos se deformen inelásticamente durante temblores severos, absorbiendo y disipando energía de una manera análoga a la de los marcos rígidos no contraventeados. Se obtiene así un sistema estructural que posee características favorables de los dos sistemas, y que puede satisfacer, en forma eficiente, los dos requisitos de rigidez y ductilidad característicos del diseño sísmico.

La capacidad de los eslabones activos de disipar grandes cantidades de energía durante sobrecargas extremas es de importancia crítica para la ductilidad de conjunto del sistema estructural; se ha encontrado, por medio de estudios de laboratorio, que los eslabones que fluyen principalmente en cortante son más eficientes que los que fluyen en flexión.

La elección de las excentricidades constituye uno de los pasos más importantes en el diseño de marcos contraventeados excéntricamente, pues de sus valores depende tanto la rigidez elástica del marco como la demanda de ductilidad en los eslabones activos.

En resumen, los marcos contraventeados excéntricamente son estructuras dúctiles en las que las deformaciones inelásticas se confinan a regiones en las que no afectan de manera adversa la resistencia y estabilidad de conjunto de la estructura.

Los contraventeos, las columnas y las vigas, estas últimas en las zonas que no forman parte de los eslabones activos, se diseñan para que permanezcan en el intervalo elástico, y no se pandeen; prácticamente toda la actividad inelástica se

(En pág. 14, Curso internacional)

La ductilidad que se obtiene por medio de deformaciones inelásticas reversibles es la justificación principal para que el diseño sísmico se haga con fuerzas mucho menores que las que aparecerían en una estructura elástica durante un temblor de tierra intenso. Sin embargo, la capacidad de los marcos contraventeados para resistir deformaciones inelásticas reversibles está severamente limitada. El alargamiento y el acortamiento axial de miembros esbeltos no son reversibles, y el de elementos comprimidos más robustos es posible sólo hasta que se presenta un pandeo significativo; se ha encontrado, de manera experimental, que la resistencia de miembros bajo carga axial disminuye ~~may~~ rápidamente cuando se les somete a cargas cíclicas después de que se inicia el pandeo; además, no recuperan su forma recta original.

Por las razones anteriores, los contraventeos sólo se permiten cuando están acompañados por marcos rígidos que pueden soportar una parte sustancial de la fuerza sísmica total. En esas condiciones, el RDF93 permite que se diseñen con un factor de comportamiento sísmico igual al de marcos rígidos sin contraventeo; en cambio, en SEAOC y en ASCE se especifica una fuerza de diseño 1.5 veces mayor.

El comportamiento, durante temblores, de los marcos contraventeados, es aceptable mientras conservan una configuración estable; en general, su respuesta en el intervalo elástico es excelente, pero puede no serlo fuera de él; las recomendaciones para diseño buscan evitar fallas frágiles y elevar el nivel de respuesta estable.

Cuando se pandea un elemento de contraventeo comprimido, se presentan varios fenómenos:

- a. Una parte de la carga se transfiere a la diagonal en tensión, con lo que aumenta la fuerza que debe resistir.
- b. Pueden ocasionarse rotaciones excesivas en los extremos de la diagonal, que pueden provocar la falla local de la conexión.
- c. Es posible una falla por pandeo local o torsional en la zona central de la diagonal.
- d. Si el contraventeo se sale de su plano original, de un y los elementos no estructurales colocados a sus lados.
- e. El pandeo puede presentarse en forma asimétrica en los varios sistemas de contraventeo del edificio, ocasionando un incremento de la torsión, tal vez significativo.

Las relaciones de esbeltez reducidas y los esfuerzos bajos disminuyen, o evitan, la deformación del contraventeo fuera de su plano; esto es lo que se busca con las recomendaciones de los códigos. Además, debe prestarse especial cuidado para evitar el pandeo o la fractura de las placas de conexión, el pandeo local del contraventeo y la fractura de las soldaduras de unión, cuando las diagonales están formadas por varios perfiles (dos ángulos, por ejemplo), así como el pandeo entre ellas.

concentra, ~~pero~~, en zonas escogidas, diseñadas y detalladas especialmente. El resto de la estructura se dimensiona para que resista, trabajando elásticamente, las solicitaciones que aparecen en ella mientras los eslabones activos fluyen plásticamente, las que se determinan estudiando el mecanismo de colapso del marco; posteriormente se revisa su comportamiento bajo cargas de trabajo, utilizando métodos elásticos.

Tubos reticulares. Si se incrementa la resistencia de los marcos de las fachadas, colocando columnas muy juntas y aumentando los peraltes de las vigas, y se hacen continuos en las esquinas, se obtiene un cantiliver tubular de paredes perforadas, que es muy eficiente para resistir fuerzas horizontales.

^{6.7 aparece}
En la Fig. ~~(Fig. 16, pág. 655, "Constructional...")~~ se muestra la distribución de fuerzas normales en las columnas. Si las paredes del tubo fueran macizas, serían iguales en todas las columnas de los marcos de "los patines", y tendrían una distribución triangular en las columnas de "las almas"; sin embargo, las deformaciones por cortante de los marcos rígidos reales reducen la eficiencia del cantiliver. Debe buscarse ^{el} ~~un~~ comportamiento ~~lo~~ más cercano posible al del voladizo de paredes macizas; ^{se} ~~se~~ logra que la deformación por cortante no exceda del 25% de la total.

Tubos con diagonales. El tubo con diagonales en las fachadas constituye una solución muy apropiada para estructuras de acero. En el sistema tubular ideal todas las columnas exteriores se interconectan por medio de diagonales, de manera que se forma una estructura tridimensional muy rígida, que resiste las ^{acciones} ~~fuerzas~~ laterales con las fuerzas axiales que se generan en los miembros, en vez de utilizar su resistencia a la flexión.

Comparado con el tubo reticular, este sistema tiene la ventaja de que permite separaciones mucho mayores entre las columnas de las fachadas.

Los tubos con diagonales resisten las fuerzas horizontales de manera muy eficiente, pero pueden no ser adecuados para zonas de alta sismicidad, porque su ductilidad es limitada. Sin embargo, pueden combinarse con marcos rígidos dúctiles, o interconectarse por medio de elementos de ductilidad suficiente (Fig. ^{6.8} ~~28~~, ~~pág. 669, "Constructional...")~~.

Los dos sistemas estructurales anteriores influyen de manera importante en la arquitectura de los edificios, sobre todo en las fachadas, lo que no está muy acuerdo con las tendencias arquitectónicas actuales.

Supermarcos o megamarcos. La estructura de un supermarco está constituida por piernas verticales situadas en las esquinas del edificio, ligadas entre sí por elementos horizontales colocados cada 10 a 20 pisos. Tanto las piernas como los elementos horizontales ^{Tienen} ~~son estructuras de~~ grandes dimensiones (Fig. ~~26a~~ ^{6.9}, ~~pág. 661~~ ^{6.9}). ~~"Constructional...")~~

Los supermarcos ^{admiten} ~~permiten el acome de~~ espacios variables, adecuados para múltiples funciones. Históricamente, los edificios altos han estado destinados a oficinas o departamentos, pero las megaestructuras de muchos pisos deberán integrar varias funciones en un sólo edificio, con espacios flexibles que puedan ser planeados eficientemente para la actividad que ^{se} ~~vaya a~~ desarrollarse en cada uno de ellos, y con la menor interferencia posible de la estructura.

La eficiencia estructural se obtiene de la concentración de columnas en ~~las~~ ~~esquinas de~~ las esquinas; aumenta transfiriéndoles las cargas de las columnas interiores, de manera que crecen su rigidez y resistencia, y se contrarrestan las tensiones producidas por las fuerzas horizontales.

Parámetros de diseño. La elección del sistema estructural que resistirá las fuerzas horizontales depende de gran número de variables; las más importantes son las deflexiones laterales de entrepiso, los efectos geométricos de segundo orden ($P\Delta$), las tensiones en la cimentación y las frecuencias de vibración del edificio.

Las deflexiones laterales de entrepiso deben mantenerse por debajo de límites que aseguren un comportamiento satisfactorio de elementos no estructurales, como muros y cancelas, durante sismos frecuentes de poca intensidad.

El efecto geométrico de segundo orden conocido como efecto $P\Delta$ está íntimamente ligado con la rigidez lateral del edificio y, por consiguiente, con sus desplazamientos de entrepiso. Hace que crezcan los elementos mecánicos con respecto a los de primer orden.

Un parámetro muy importante para determinar los límites de aplicación de un sistema dado ~~es el constituido por~~^{son} las tensiones (o fuerzas "hacia arriba") que aparecen en las columnas, sobre todo en ~~su~~^{el} tramo inferior. Un edificio puede rigidizarse de manera que sus desplazamientos laterales se conserven dentro de los límites de diseño, pero al hacerlo es posible que una parte del sistema resistente "atraiga" fuerzas horizontales de magnitud tal que aparezca en ella un momento de volteo ~~tan grande~~ que origine fuerzas de tensión en la cimentación, cuya capacidad para soportar fuerzas hacia arriba suele ser reducida; este fenómeno puede limitar la aplicación de un sistema estructural determinado.

En edificios muy esbeltos es frecuentemente necesario transferir cargas verticales de las columnas interiores a las de la periferia, para contrarrestar las fuerzas hacia arriba.

La primera frecuencia de vibración transversal en cada dirección y la frecuencia torsional tienen una influencia considerable en el comportamiento de los edificios altos. Es preferible que los periodos correspondientes estén separados uno de otro cuando menos en 15%, y que el torsional sea el tercero. Se evitan así acoplamientos dinámicos de los modos, que pueden ocasionar una respuesta inconveniente.

Los periodos fundamentales de vibración del edificio deben estar suficientemente separados del periodo del terreno, para evitar posibles fenómenos de amplificación por resonancia.

Una suposición básica en el análisis y diseño sísmico de edificios altos es ~~la de~~ que los sistemas de piso, actuando como diafragmas, transfieren las fuerzas horizontales a los elementos resistentes y las distribuyen entre ellos en proporción a sus rigideces laterales. Los esfuerzos en los diafragmas de edificios normales son pequeños, y pueden ser resistidos, sin problemas, por el sistema de piso. Sin embargo, deben revisarse las zonas en que haya cambios bruscos de rigidez lateral, y cuando las cortantes horizontales se transfieren de un elemento resistente a otro que no se encuentra en el mismo plano vertical. Los esfuerzos en los diafragmas pueden ser también críticos cuando hay en ellos aberturas de dimensiones considerables.

5. CONEXIONES

Las conexiones deben ~~ser capaces de~~ transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, ~~al mismo tiempo,~~ las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

/E ~~Las conexiones~~ están formadas por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas) y conectores (soldaduras, tornillos, remaches). Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada, a) por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño, b) como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados. Con frecuencia se diseñan para desarrollar la capacidad íntegra de los miembros conectados, incrementada muchas veces, sobre todo en diseño sísmico, para tener en cuenta la

sobrerresistencia debida al endurecimiento por deformación del material.

~~Uniones viga-columna en marcos rígidos de edificios.~~

~~Uniones rígidas entre vigas y columnas.~~ En lo que sigue se da el nombre de "conexión" al conjunto de elementos que unen las vigas con la columna (placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, remaches, tornillos), y se llama "junta" a la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos la junta es la parte de la columna, incluyendo atiesadores o placas adosadas al alma, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

→ Págs. 1060 a 1067 y 1072

En ~~Al hacer~~ el diseño se supone que los elementos que experimentan deformaciones plásticas grandes aplican a ~~los otros elementos de~~ la unión cargas iguales a 1.25 veces su resistencia máxima no factorizada, y se considera que un elemento responde elásticamente cuando las sollicitaciones a que está sometido no exceden su resistencia de diseño.

Las resistencias en los extremos de vigas y columnas se determinan como si ^{la} ~~estuviesen sometidas~~ a ^{curse} carga estática, con las modificaciones indicadas en la sección 4, y la de la junta se evalúa con los métodos que se presentarán más adelante.

En general se considera conveniente que no sean las columnas las que fluyan plásticamente, para evitar mecanismos de colapso restringidos a un solo entrepiso, que exigen una ductilidad elevada, muchas veces excesiva. Sin embargo, aparecen articulaciones plásticas en las bases de las columnas inferiores, y ~~debe reconocerse que en~~ hay casos en los que es impráctico evitar la plastificación de columnas de entrepisos superiores; eso sucede, ^{por ejemplo,} cuando se emplean vigas de alma abierta (armaduras).

Resistencia de la conexión. La resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir ^(p) como mínimo, 1.25 veces las acciones internas de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario sobrepasar su resistencia o la de la junta.

desplazamientos lineales o angulares relativos entre los extremos de las barras que concurren en ^{ellas,} ~~cada nudo~~; para que el comportamiento de la estructura real corresponda al supuesto, no basta con analizar y diseñar vigas y columnas con gran exactitud, sino se requiere también que las uniones entre ellas se diseñen y construyan de manera que se satisfaga esa suposición.

Hasta hace pocos años las ^{uniones} ~~conexiones~~ se trataban, ~~en general,~~ como si no tuviesen dimensiones, como si fuesen el punto de intersección de los ejes de las barras que concurren en ellas; si se consideraban las dimensiones, se suponía que eran indeformables. La realidad es otra: las ^{uniones} ~~conexiones~~ son elementos estructurales deformables de dimensiones finitas; sus deformaciones, sobre todo las producidas por las fuerzas cortantes en el tablero limitado por los bordes interiores de los patines de vigas y columnas, pueden influir de manera significativa en la respuesta bajo carga de la estructura, lo que obliga a ^{darles} ~~propor-~~ ~~cionarles~~ una rigidez suficiente para que las deformaciones no afecten el comportamiento de la estructura, o a tenerlas en cuenta en el análisis cuando sean significativas.

El comportamiento de los marcos rígidos depende en buena medida del de sus ^{uniones} ~~juntas~~; si su rigidez es insuficiente pueden permitir rotaciones elásticas y comportarse como uniones semi-rígidas, lo que hace que los momentos en otras zonas de la estructura sean mayores que los determinados en el análisis (por ejemplo, aumentan los momentos positivos que producen las cargas

verticales en la parte central de las vigas); si su resistencia es baja, pueden ser incapaces de resistir las sollicitaciones que obran sobre ellas, o de alcanzar y mantener, durante rotaciones importantes, los momentos necesarios para que se forme el mecanismo de colapso, lo que ocasiona una disminución de la resistencia del marco.

Como el diseño correcto de un marco rígido requiere un conocimiento completo del comportamiento de sus ^{uniones,} ~~conexiones~~, en los intervalos elástico e inelástico, se han realizado muchos estudios, analíticos y experimentales, para determinarlo; la mayor parte de ellos, sobre todo los recientes, se refiere a ^{uniones} ~~juntas~~ soldadas, con tornillos de alta resistencia, o con una combinación de ambos.

Buena parte de los estudios se ha encaminado a conocer el comportamiento bajo carga estática, pero en los últimos años se han investigado también las ^{uniones} ~~conexiones~~ cargadas cíclicamente, para obtener métodos de diseño aplicables a marcos rígidos de edificios construidos en zonas sísmicas.

Las cuatro ^{uniones} ~~conexiones~~ viga-columna que se emplean en marcos de edificios se muestran en la Fig ^{5.1} ~~5-8-1~~; las dos primeras corresponden al nivel superior y las otras dos a uno intermedio; en cada caso se ha dibujado una columna lateral y una interior.

Como es usual en estructuras reales, la columna pasa a través de la junta, y las vigas se unen a sus patines. (* Escarificar la parte de pie de perfil entre patines)

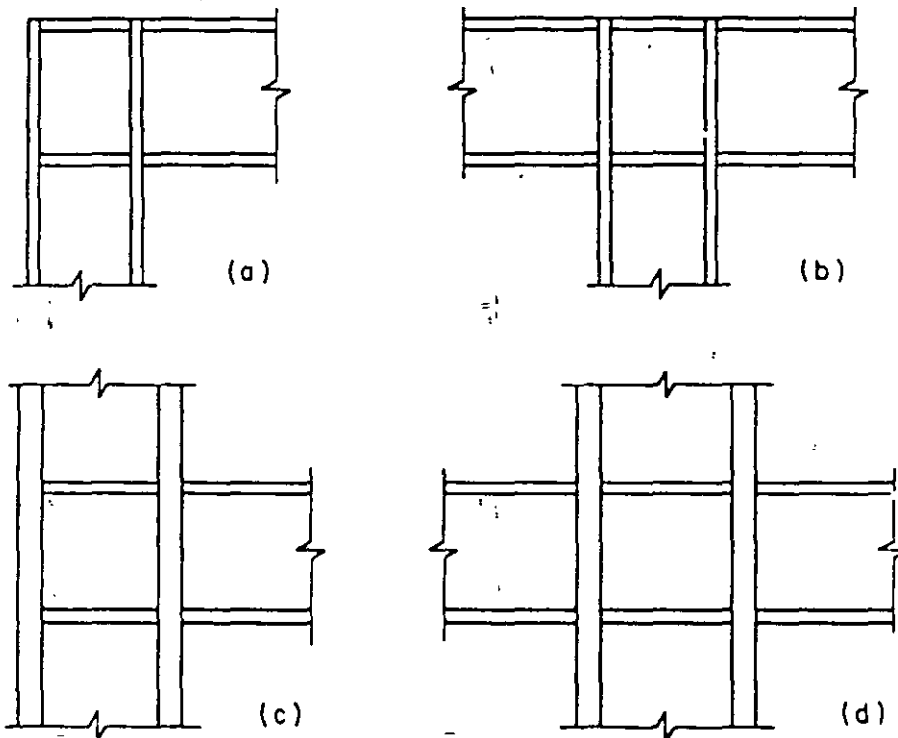


Fig 5-8-1 Conexiones viga-columna de marcos rígidos

Casi todos los estudios realizados hasta ahora han correspondido a marcos planos, con una o dos vigas unidas a los patines de la columna; sin embargo, en estructuras reales hay casi siempre tres o cuatro vigas en cada ^{unión} ~~conexión~~, pues en cada columna se cruzan dos marcos; las vigas llegan a uno o a los dos patines y a uno o ambos lados del alma.

*Este no es un requisito indispensable; puede haber ocasiones en que convenga que los elementos que se interrumpen en la conexión sean las columnas. Sin embargo, es la situación más común, pues se facilita el montaje de la estructura y se obtienen conexiones más resistentes, en vista de que los perfiles usados como columnas suelen ser mayores que las vigas y su alma es, en general, más gruesa.

Cuando la columna pasa a través de la ^{unión,} junta, el diseño de ^{esta} ~~la~~ ~~conexión~~ consiste en:

1. Dimensionamiento de los medios de unión entre trabes y columna, necesarios para transmitir a ésta los elementos mecánicos de las secciones extremas de aquellas, utilizando soldadura, remaches~~o~~ o tornillos de alta resistencia. En juntas soldadas la unión puede ser directa o por medio de placas en los patines, ángulos o placas en el alma, o asientos; en juntas atornilladas siempre se utilizan placas, ángulos u otros elementos (tés, por ejemplo).
2. Revisión de la columna para determinar si tiene resistencia y rigidez adecuadas para soportar las sollicitaciones que recibe de las vigas, al mismo tiempo que actúa sobre ella la compresión que proviene de los niveles superiores.
3. Diseño, en su caso, de los refuerzos necesarios: atiesadores entre los patines de la columna, placas adosadas o paralelas al alma.

Bajo carga vertical las ^{uniones} ~~juntas~~ más críticas suelen ser las laterales (fig 5-8-1, a y c), porque los momentos que recibe una columna central de las dos vigas son, en general, de signos contrarios, por lo que tienden a equilibrarse; la situación cambia cuando obran sobre la estructura fuerzas horizontales ocasionadas por viento o sismo.

* Los remaches casi no se usan en estructuras modernas; no se tratarán aquí.

~~Características de las conexiones~~ ^{uniones} Para que el comportamiento de una ~~junta~~ ^{unión} sea satisfactorio, han de satisfacerse los requisitos siguientes:

Resistencia. Las ~~conexiones~~ ^{uniones} deben ~~ser capaces de~~ resistir las acciones que les transmiten los miembros de la estructura que llegan a ellas. En diseño elástico, el límite de utilidad estructural debería ser la aparición del esfuerzo de fluencia en la junta o en el extremo de alguna de las vigas o columnas. ^{En} En diseño plástico, el estado límite lo constituye la formación de una articulación plástica en la junta o en una o varias de las vigas y columnas; la ~~conexión~~ ^{unión} debe resistir las solicitaciones de los miembros que la rodean hasta que se formen en éstos las articulaciones plásticas necesarias para que la estructura se convierta en un mecanismo.

Rigidez. La rigidez, en el intervalo elástico, de las ~~conexiones~~ ^{uniones} viga-columna, debe ser suficiente para que las posiciones relativas de todos los elementos estructurales se conserven fijas bajo cargas de trabajo.

*El estado de esfuerzos en las ~~conexiones~~ ^{uniones} es muy complejo, pues los esfuerzos producidos por los momentos flexionantes, fuerzas normales y fuerzas cortantes que les transmiten las vigas y columnas, ya de por sí complicados y difíciles de evaluar, se superponen con los residuales que hay siempre en los perfiles de acero y con los que ocasiona la soldadura; ésto hace que bajo cargas de trabajo (y, seguramente, antes de aplicar esas cargas) haya ya zonas localizadas en estado plástico. La imposibilidad de determinar los esfuerzos reales en condiciones de servicio, y el hecho de que la aparición del esfuerzo de fluencia en algún punto no constituye un estado límite de resistencia, hacen que ~~en la práctica actual~~ ^{uniones} las ~~conexiones~~ se diseñen con métodos plásticos simplificados, ^{aunque} ~~aunque~~ el diseño de la estructura en general se efectúe utilizando esfuerzos permisibles.

Capacidad de rotación. Las ^{uniones} ~~conexiones~~ deben admitir rotaciones inelásticas importantes conservando la resistencia a la flexión correspondiente a la formación, en ellas, de una articulación plástica, o tener resistencia y rigidez suficientes para que se formen articulaciones plásticas en el extremo contiguo a ellas de alguno o algunos de los miembros, y que giren, bajo momento M_p constante, los ángulos necesarios para las redistribuciones de momentos que ^{se presentan durante} ~~proceden~~ la formación del mecanismo de colapso.

Esta característica es indispensable para que la estructura alcance la carga de colapso teórica, pues para ello tienen que formarse todas las articulaciones requeridas para el mecanismo sin que disminuya el momento resistente de ninguna, lo que sólo sucede cuando su capacidad de rotación bajo momento M_p constante es suficiente.

Las ^{uniones} ~~juntas~~ de estructuras diseñadas elásticamente no requieren, en teoría, capacidad de rotación, ya que el límite de utilidad estructural corresponde a la aparición del esfuerzo de fluencia en alguna zona crítica; sin embargo, la ductilidad es deseable como una protección contra fallas frágiles y para obtener un comportamiento aceptable bajo solicitaciones sísmicas. (Los esfuerzos evaluados con métodos elásticos aplicados a estructuras de cierta complejidad tienen poco que ver con los que realmente existen en ellas; su utilidad estriba en que permiten comparar el comportamiento previsto de la estructura que se está diseñando con el de otras ya construidas, diseñadas con los

mismos métodos, que se han comportado satisfactoriamente. Las incertidumbres en el cálculo de los esfuerzos provienen de dificultades en la evaluación de las solicitaciones, sobre todo sísmicas, de la complejidad de las estructuras y su interacción con muros, contravientos verticales, sistemas de piso y rampas de escaleras, de la existencia de esfuerzos residuales y concentraciones de esfuerzos, así como de la interacción suelo-estructura que puede ocasionar, entre otros fenómenos, hundimientos diferenciales de los apoyos; por todo esto, las ^{uniones} ~~juntas~~ deben diseñarse para que permitan un comportamiento dúctil de las estructuras bajo solicitaciones mayores que las calculadas, pues en caso contrario la falla puede presentarse mucho antes de que se alcance la resistencia máxima teórica. Por las razones expuestas, las ^{uniones} ~~juntas~~ de los marcos diseñados elásticamente deben dimensionarse y construirse de manera que posean una capacidad de rotación suficiente).

Economía. La resistencia, rigidez y capacidad de rotación de una ^{unión} ~~junta~~ pueden incrementarse siempre aumentando la cantidad de material utilizada en ella; sin embargo, como una parte importante del costo de fabricación de los marcos rígidos corresponde a las ^{uniones,} ~~conexiones,~~ ~~estas~~ han de diseñarse de manera que tengan propiedades satisfactorias con el menor incremento posible de material y mano de obra. Además, han de proyectarse para que permitan un montaje sencillo y rápido.

~~Sigue la pág. 6672~~

~~CS.8.3 Diseño de conexiones cargadas estáticamente. El diseño~~

El comportamiento dúctil y la absorción inelástica de energía pueden presentarse en tres elementos de las ^{uniones} ~~juntas~~ de los marcos rígidos: los extremos de las vigas y columnas, ~~que concurren en la junta~~, en los que pueden formarse articulaciones plásticas por flexión, y la zona común a vigas y columnas, que puede fluir por cortante. Dentro de ciertos límites, se permite el comportamiento inelástico de cualquiera de esos elementos o de una combinación de dos o más de ellos. La elección final queda en manos del ingeniero estructural. Los problemas que han de resolverse en el diseño dependen, en buena parte, de cuál de las tres áreas se escoge para que tenga el umbral de inelasticidad más bajo.

La preocupación principal al diseñar un marco que debe ser capaz de responder inelásticamente es evitar fracturas frágiles y pandeo severo en las zonas inelásticas.

Aunque puede permitirse el flujo plástico en las columnas, la mayoría de los ingenieros considera que es el menos deseable; cuando se diseña para que se presente, se limita la fuerza axial en la columna y se toman medidas especiales para contraventearla. Cuando el comportamiento inelástico se inicia por flujo plástico por cortante en la ^{junta} ~~zona común a vigas y columnas~~, su flexibilidad contribuye significativamente a los desplazamientos totales de entrepiso, por lo que debe considerarse en el diseño. Si se escoge evitar el comportamiento inelástico en las dos zonas anteriores, las articulaciones plásticas se formarán en los extremos ~~de~~ las vigas, lo que hace que los aspectos críticos del diseño sean la conexión viga-columna y la estabilidad de la viga.

Los requisitos que deben satisfacerse en el diseño de las ^{uniones} ~~conexiones~~ tienen por objeto asegurar que las deformaciones plásticas que pueden presentarse en ellas durante la respuesta a sismos severos no tendrán lugar en los elementos de ^{conexión} ~~unión~~, sino en alguna de las dos zonas adyacentes, la viga o ~~el tablero de alma de la junta~~. El diseño no se hace para las fuerzas obtenidas en el análisis, sino para las resistencias nominales de los miembros que se emplean realmente en la estructura, evitando así que las ^{uniones} ~~conexiones~~ fallen antes de que se presenten las deformaciones inelásticas necesarias; esto es cierto aún cuando los miembros estén sobrediseñados por resistencia, por ejemplo cuando se aumentan sus dimensiones para reducir los desplazamientos de entrepiso.

Una unión viga-columna se considera adecuada para desarrollar la resistencia de la viga si satisface alguna de las condiciones siguientes:

a) Los patines de la viga ^{se sueldan} están soldados a tope, con ~~soldaduras de~~ penetración completa, a los patines de la columna, y el alma de la viga ^{se} está conectada a la columna, o a una placa vertical soldada a ella, con soldaduras capaces de desarrollar toda su resistencia, o ~~capaces~~ de resistir, como mínimo, el 50 por ciento de la parte del momento plástico de la viga que corresponde al alma más la fuerza cortante que haya en ella, la que se transmite con soldadura adicional o con pernos de alta resistencia que trabajen por fricción.

b) El módulo de sección plástico de los patines es mayor que el 70 por ciento del módulo de sección plástico de la viga completa (es decir, $b_p t_p (d - t_p) F_y \geq 0.7 M_p$). Los patines de la viga ^{se} están soldados a tope, con ~~soldaduras de~~ penetración completa, a los de la columna, y el alma de la viga ^{se} está conectada a la columna, directamente o a través de una placa, por medio de soldaduras o tornillos de alta resistencia que transmiten la fuerza cortante que hay en ella.

c) $b_p t_p (d - t_p) F_y < 0.7 M_p$. ^{Los patines de la viga se sueldan a tope y el} El alma se suelda a la columna directamente o por medio de una placa, con una soldadura que tenga una resistencia de diseño no menor que el 20 por ciento de la resistencia nominal a la flexión del alma. La fuerza cortante en la viga se transmite con soldadura adicional o con pernos de alta resistencia que trabajen por fricción.

d) La conexión, hecha con soldadura o con tornillos de alta resistencia, tiene características diferentes de las indicadas en a, b o c, pero se ha demostrado, por medios analíticos o experimentales, que posee la resistencia requerida. Cuando la demostración se haga analíticamente, la resistencia de diseño de la conexión será 25 por ciento mayor que la ~~resistencia de diseño~~ resistencia de diseño del elemento conectado, y no se supondrá que las soldaduras y los tornillos contribuyen a transmitir la misma fuerza.

Las condiciones señaladas en a, b y c, que han de cumplirse para que una conexión entre viga y columna desarrolle la resistencia de la primera, están basadas en resultados de laboratorio, obtenidos mediante ensayos estáticos y dinámicos. Cuando la resistencia en flexión de los patines es un porcentaje elevado de la resistencia de la sección completa, los primeros pueden transmitir el momento plástico por sí solos, gracias al endurecimiento por deformación, por lo que la conexión del alma puede diseñarse sólo por fuerza cortante. En cambio, en secciones en las que el alma contribuye significativamente a la resistencia a la flexión debe conectarse para que se transmita, a través de ella, la fuerza cortante completa y el porcentaje del momento plástico que le corresponde, con lo que se evita un endurecimiento por deformación excesivo de los patines. (Comentarios por el temblor de Northridge).

En la Fig. 5.2 se muestran varios tipos de juntas rígidas viga-columna que se han utilizado en la práctica.

Conexiones con vigas en el alma de la columna.**→ Comentario NTC-RDF, págs. 1101 a 1106.**

~~Revisión de la columna. Cuando las vigas están unidas a los patines de la columna, deben revisarse los estados límite siguientes:~~

- a) Flexión local del patín de la columna frente al patín en tensión de la viga.
- b) Flujo plástico local del alma de la columna frente a cualquiera de los patines de la viga.
- c) Aplastamiento del alma de la columna frente al patín comprimido de la viga.
- d) Pandeo del alma de la columna por compresión-frente al patín comprimido de la viga.
- e) Cortante en el alma de la columna.

Comentario NTC, pág. 1075 a 1078. *va inmediatamente después del título "Revisión de la columna".*

~~A continuación se indica cómo se revisan los estados límite indicados arriba.~~

- a) **Flexión local del patín.** Si la resistencia requerida del patín de la columna frente al patín en tensión de la viga excede de $F_c R_n$, donde

$$F_c = 0.90$$

$$R_n = 6.25 t_p^2 F_y \quad \text{Ec 5.1}$$

se colocará un par de atiesadores transversales en el alma de la columna, frente al patín de la viga, que se prolongarán, cuando menos, hasta la mitad del peralte del alma.

Las literales que aparecen en las expresiones anteriores tienen los significados siguientes:

F_y = esfuerzo mínimo especificado de fluencia del patín de la viga

t_p = grueso del patín de la viga

No es necesario revisar la ec.5.1 cuando el ancho del patín de la viga es menor que 0.15 veces el del patín de la columna.

Si el patín en tensión de la viga está unido a la columna a una distancia del extremo de ésta menor que $10 t_p$ (lo que puede suceder en ~~los tramos superiores de las columnas de edificios~~ ^{el último piso de los}), R_n se reduce en 50 por ciento.

Cuando se coloquen atiesadores transversales, se soldarán al patín y al alma de la columna con la soldadura necesaria para transmitir la fuerza que les corresponda.

- b) **Flujo plástico local del alma.** Se colocará un par de atiesadores transversales, o una placa de refuerzo adosada al alma de la columna que llegue, cuando menos, hasta la mitad de su peralte, frente a cualquiera de los patines de la viga, siempre que la resistencia requerida del alma en el inicio de la curva de unión con los patines sea mayor que $F_c R_n$, donde $F_c = 1.0$ y R_n se determina como sigue:

- 1) Cuando el patín está unido a la columna a una distancia de su extremo mayor que d ,

$$R_n = (5k + N) F_y t_c \quad \text{Ec. 5.2}$$

- 2) Cuando la distancia es menor o igual que d ,

$$R_n = (2.5k + N)F_y t_c \quad \text{Ec. 5.3}$$

donde

d = peralte total de la columna

F_y = esfuerzo mínimo especificado de fluencia del alma de la columna

N = grueso del patín de la viga

k = distancia de la cara exterior del patín de la columna al punto donde se inicia la curva de unión de alma y patín

t_c = grueso del alma de la columna

Los atiesadores ^{correspondientes} colocados frente al patín en tensión de la viga, se soldarán al patín de la columna para que transmitan la parte de la fuerza de tensión que les corresponda. Los que estén frente al patín comprimido pueden soldarse al patín de la columna o ajustarse contra él, para recibir la fuerza por apoyo directo. Unos y otros deben unirse al alma de la columna con la soldadura necesaria para transmitirle la fuerza que hayan recibido de la viga.

En lugar de colocar atiesadores transversales, el alma de la columna puede reforzarse por medio de placas adosadas a ella.

c. **Aplastamiento del alma.** Cuando la resistencia del alma de la columna frente al patín comprimido de la viga deba ser mayor que $F_c R_n$, donde $F_c = 0.75$ y R_n se determina como se indica más adelante, el alma de la columna se reforzará con un atiesador transversal, un par de atiesadores transversales, o una placa adosada a ella, de altura igual, cuando menos, a la mitad de su peralte.

1) Cuando el patín está unido a la columna a una distancia de su extremo mayor o igual que $d/2$,

$$R_n = 1140t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_p}{t_a}} \quad \text{Ec. 5.4}$$

2) Cuando el patín está unido a la columna a una distancia de su extremo menor que $d/2$,

Para $N/d \leq 0.2$,

$$R_n = 570t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_p}{t_a}} \quad \text{Ec. 5.5}$$

Para $N/d > 0.2$,

$$R_n = 570t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_p}{t_a}} \quad \text{Ec. 5.6}$$

t_p es el grueso del patín de la columna.

Cuando se necesiten atiesadores, se ajustarán o soldarán al patín y al alma de la columna, para transmitir la fuerza que haya en ellos..

d. Pandeo del alma de la columna. Cuando la resistencia del alma de la columna frente al patín comprimido de la viga deba ser mayor que $F_c R_n$, donde $F_c = 0.90$ y R_n se determina como se indica más adelante, el alma de la columna se reforzará con un atiesador transversal, un par de atiesadores transversales, o una placa adosada a ella, de altura igual, cuando menos, a su peralte.

$$R_n = \frac{34390 t_a^3 \sqrt{F_{ya}}}{h} \quad \text{Ec. 5.7}$$

Si la distancia del patín comprimido al extremo de la columna es menor que $d/2$, R_n se reduce en 50 por ciento.

Cuando se necesiten atiesadores, se ajustarán o soldarán al patín y al alma de la columna, para transmitir la fuerza que haya en ellos.

e. Cortante en el alma de la columna. (El alma de la viga es paralela a la de la columna).

1. Resistencia a cortante. La resistencia a cortante requerida en la junta, V_n , se basará en los momentos flexionantes de los extremos de las vigas, pero no es necesario que exceda de $0.9 \Sigma F_n M_p$ de las vigas que llegan a la columna. La resistencia de diseño de la junta, $F_n V_n$, se determina con la expresión

$$F_n V_n = 0.6 F_y F_R d_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{pc} t_{pc}^2}{d_v d_c t_p} \right] \quad \text{Ec. 5.8}$$

donde $F_n = 0.75$ y

t_p = grueso total del alma de la junta, incluyendo placas adosadas a ella

d_c = peralte total de la columna

b_{pc} = ancho del patín de la columna

t_{pc} = grueso del patín de la columna

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la junta

2. Grueso de la junta. Para reducir a un mínimo la posibilidad de que se presente una falla por pandeo por cortante durante las deformaciones inelásticas de la junta, el grueso del alma de la columna debe satisfacer la condición

$$t_c \geq (d_j + e_j) / 90 \quad \text{Ec. 5.9}$$

donde d_j y e_j son el peralte y el ancho de la junta medidos, respectivamente, entre los atiesadores horizontales y entre los patines de la columna.

En t_c no se incluye el grueso de placas adosadas al alma de la columna, a menos que se unan a ella por medio de soldaduras de tapón que eviten el pandeo local individual de cada placa.

Placas adosadas al alma. Cuando se empleen placas adosadas ~~al alma~~ para aumentar la resistencia de diseño de la junta, o para reducir su relación peralte / grueso, se soldarán al alma de la columna, en sus dos bordes horizontales, con soldadura de filete corrida de tamaño no menor que el mínimo especificado, y se unirán a los patines con soldadura de filete o de penetración diseñada para desarrollar la resistencia al corte de la placa

Relación entre los momentos en las vigas y en las columnas. En las uniones viga-columna debe satisfacerse alguna de las relaciones siguientes:

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_t)}{\sum Z_v F_{yv}} \geq 1.0 \quad \text{Ec. 5.10}$$

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_t)}{V_n d_v H / (H - d_v)} \geq 1.0 \quad \text{Ec. 5.11.}$$

En las ecuaciones anteriores,

A_t = área total de la sección transversal de la columna.

F_{yv} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la viga.

F_{yc} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la columna.

H = promedio de las alturas de entrepiso arriba y abajo de la unión.

P_{uc} = fuerza axial de diseño en la columna.

V_n = resistencia nominal de la junta, calculada con la ec. 5.8.

Z_v y Z_c = módulo de sección plástico de una viga y de una columna.

d_v = promedio de los peraltes de las vigas que llegan a la unión.

No es necesario satisfacer los requisitos anteriores cuando:

a. La compresión en las columnas satisface la condición $P_{uc} < 0.3 F_{yc} A_t$.

b. Las columnas forman parte de un entrepiso que tiene una relación resistencia al corte de diseño / fuerza cortante de diseño 50 por ciento mayor que la del entrepiso que está encima de él.

c. La columna no forma parte del sistema que ~~resiste~~ ^{soporta} las fuerzas cortantes producidas por sismo, pero sí está incluida entre las que resisten los momentos de volteo.

Al imponer las condiciones dadas por las ecs. 5.10 y 5.11 se busca que las articulaciones plásticas se formen en las vigas, y no en las columnas.

que la segunda se flexione alrededor de su eje de menor momento de inercia. ~~(Figs 5.8.18 y 5.8.19)~~. Los especímenes ensayados han sido del tipo mostrado en la Fig 5.8.14; en la columna actúa una ~~flexión~~ compresión, aplicada en el extremo superior, que reproduce los efectos de los niveles del edificio situados encima de ella.

El análisis y diseño de estas ^{uniones} ~~conexiones~~ es más difícil que ~~cuando las vigas se apoyan en~~ ~~las que tienen las vigas unidas a~~ los patines de la columna, por las razones siguientes: ~~(Fig 5.8.19)~~

1. La resistencia máxima de la ^{unión} ~~conexión~~ corresponde, en teoría, a la formación de articulaciones plásticas en la columna o en la viga. Sin embargo, hay otros factores que limitan esa resistencia; por ejemplo, si los patines de la viga son mucho más angostos que el alma de la columna, puede formarse en ésta un mecanismo con líneas de flujo antes de que aparezcan las articulaciones plásticas. Otros factores que pueden impedir que se alcance la resistencia máxima predicha por la teoría plástica simple son el pandeo local de los patines o el alma de la columna y la fractura de material del conjunto. La posible formación de un mecanismo con líneas de flujo ^{en el alma de la columna} o el pandeo local pueden obligar a rigidizar la columna.
2. El montaje en campo puede ser difícil, aunque la ^{unión} ~~conexión~~ se haya diseñado y detallado adecuadamente, a causa de las restricciones de espacio que crean los patines de la columna.

~~El objetivo de los estudios reportados en las refs 5.8.18 y~~
~~5.8.19 es examinar las conexiones~~ ^{Se han estudiado las uniones} por alma desde los puntos de vista de resistencia, rigidez y ductilidad, así como ~~considerar~~ los efectos que producen los atiesadores, cuando son necesarios para alcanzar la resistencia o rigidez deseadas, ^{con la} ~~su~~ mira final es formular recomendaciones para diseño.

El comportamiento de las ^{uniones} ~~conexiones~~ es adecuado, en general, cuando se emplean atiesadores que evitan que el alma de la columna se deforme (Fig ^{5.3} ~~5.8.14~~, b y c), pero puede no serlo si el ancho del patín de la viga es menor que el peralte del alma de la columna y la unión se hace en forma directa, sin atiesadores (Fig ^{5.3.d} ~~5.8.14d~~), ya que puede formarse un mecanismo de falla ~~con líneas de flujo~~ en el alma de la columna, antes de que aparezca un/articulación plástica en la viga. Además, aunque no se forme ese mecanismo, lo que depende del ancho del patín y del peralte de la viga, así como del peralte y grueso del alma de la columna, es posible que no se alcance la carga máxima predicha por la teoría plástica ~~simple~~ porque la unión mencionada ocasiona elevadas concentraciones de esfuerzos y ~~pérdida~~ de ductilidad, que pueden producir la fractura del material.

La mayor parte de las ^{uniones que se han ensayado} ~~conexiones ensayadas~~ falló por fractura cuando la carga alcanzó el valor predicho por la teoría plástica simple, o estaba cerca de él, sin que se presentasen deformaciones plásticas significativas. Las grietas que ocasionaron la falla se iniciaron en la unión del patín en tensión de la viga y

el alma de la columna en las conexiones como la mostrada en la Fig 5.8.14a, y en el punto en que se unen la placa de conexión y el patín de la columna en las del tipo de la Fig 5.8.14b; estas últimas grietas se debieron, probablemente, al estado triaxial de esfuerzos que se crea en el punto mencionado, ~~ver~~ ~~5.8.14b~~.

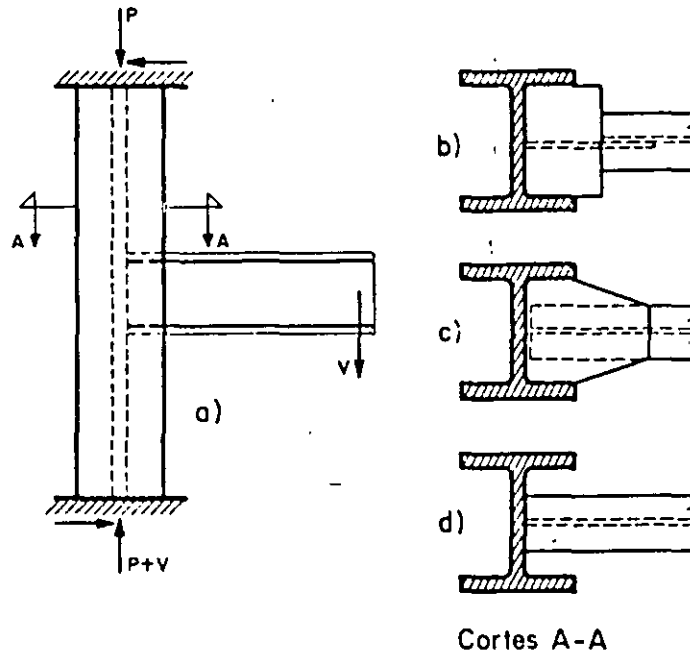


Fig 5.8.14 Viga conectada al alma de la columna

Las ~~juntas~~ ^{uniones} que no tienen capacidad de rotación bajo carga máxima no son satisfactorias, puesto que impiden la redistribución de momentos que es necesaria tanto en diseño plástico como en estructuras construidas en zonas de alta sismicidad.

~~En la ref 5.8.20 se sugieren~~ ^{Se han sugerido} medidas para mejorar el comportamiento de las ~~conexiones~~ ^{uniones}, sobre todo desde el punto de vista de su capacidad de rotación (Fig 5.8.15):

1. Empleo de placas para transmitir el momento de grueso mayor ^{5.4a} que el del patín de la viga (Fig ~~5-8-15a~~), con lo que se reducen las concentraciones de esfuerzos en las zonas de las placas adyacentes a los extremos de los patines de la columna.
2. Empleo de atiesadores en la columna del lado opuesto al que recibe la viga ^{5.4b} (Fig ~~5-8-15b~~). Algunos análisis realizados con elemento finito han indicado que las concentraciones de esfuerzos en las zonas indicadas en el punto 1 se reducen cuando menos en un tercio al colocar esos atiesadores.
3. Alargamiento de las placas de conexión para separar las soldaduras entre ellas y el patín de la viga y los de la columna, evitando la intersección de soldaduras y los elevados esfuerzos residuales asociados con ella ^{5.4c} (Fig ~~5-8-15c~~).
4. Uso de placas de ancho variable para reducir la concentración de esfuerzos en la sección crítica ^{5.4d} (Fig ~~5-8-15d~~).
5. Reducción de la ^{sección transversal de la} placa de conexión entre su unión con los patines de la viga y los de la columna, a cierta distancia de ambas uniones ^{5.4e} (Fig ~~5-8-15e~~).

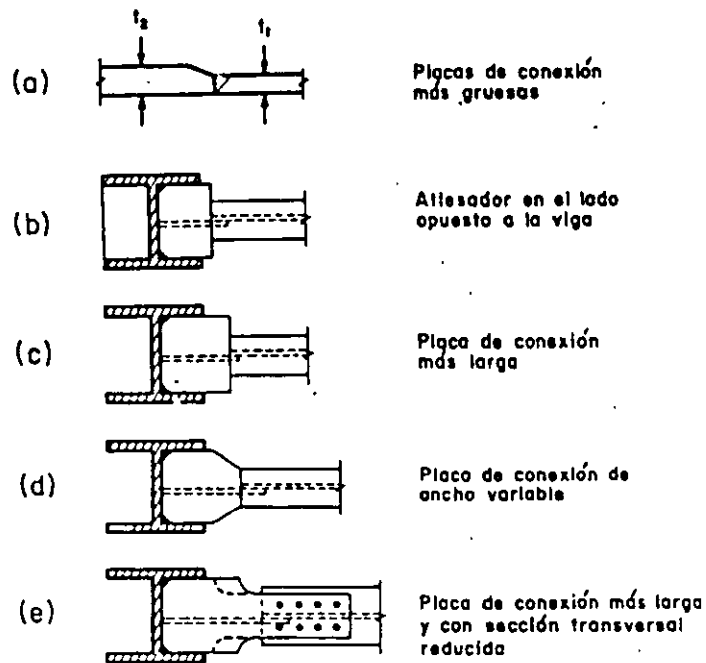


Fig 5.8.15 Medidas para mejorar el comportamiento de juntas con vigas unidas al alma de la columna

C5.8.3.4 Conexiones viga-columna cargadas estáticamente.

Resumen de resultados. Los resultados que se resumen aquí corresponden a juntas en las que la columna recibe vigas en uno o en los dos patines y en una o en las dos caras del alma.

Columnas no atiesadas. No se necesitan atiesadores frente a los patines comprimidos de las vigas si

$$t_c \geq \frac{C_1 A_p}{t_v + 5k_c}$$

C5.8.3

y, simultáneamente,

$$t_c \geq \frac{h_c \sqrt{F_{yc}}}{1510}$$

C5.8.3

o la fuerza aplicada por el patín de la viga no excede de

rotación tipo, más grande que la necesaria en la mayoría de los casos; todas las juntas ensayadas admiten rotaciones mayores, bajo momento casi constante. Además, como ya se ha mencionado, si se le dá a la junta la resistencia adecuada, las rotaciones necesarias para que se forme el mecanismo de colapso se presentan en los extremos de las vigas, y no en ella.

~~5.8.5.1 Conexiones con carga estática simétrica.~~ En la Fig 5.5 ~~5.8.5~~ se muestran esquemáticamente las sollicitaciones existentes en una ^{unión} ~~conexión~~ interior viga-columna con carga vertical simétrica; en la columna no hay flexión, pues los momentos que le transmiten las vigas se equilibran entre sí.

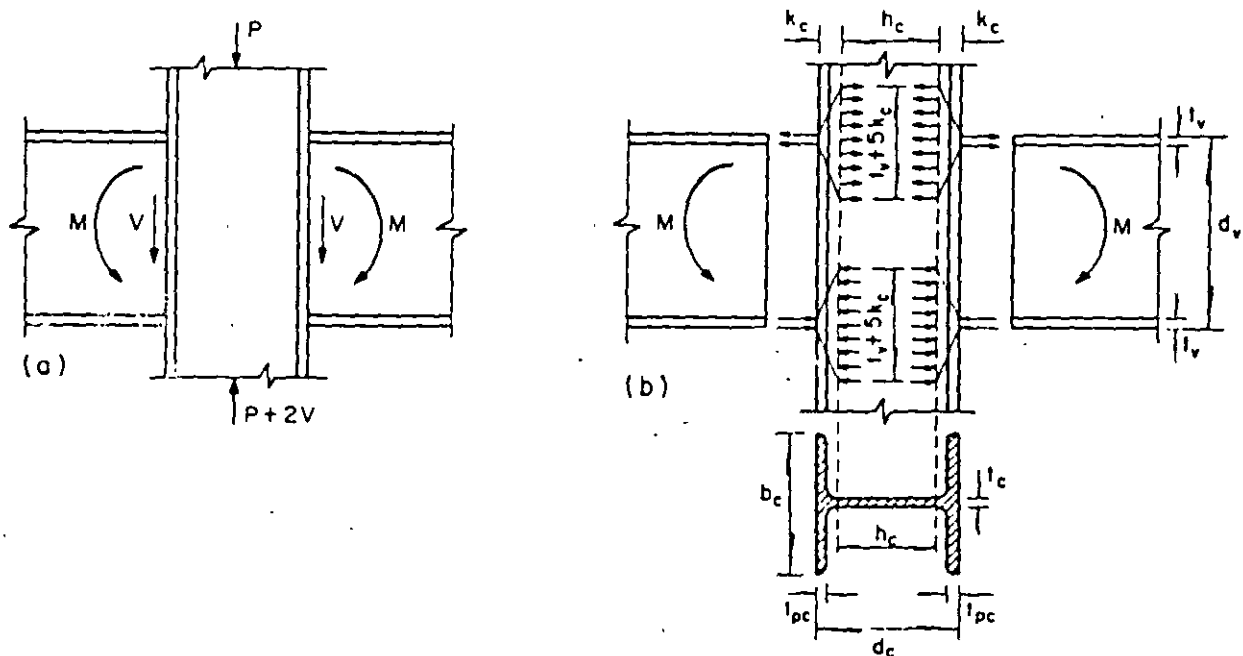


Fig 5.8.5 Conexión viga-columna con carga vertical simétrica.
Acciones sobre la columna

En la Fig ~~5.8.5b~~^{5.5b} se ha dibujado el diagrama de cuerpo libre de la columna, sustituyendo las vigas por sus efectos; no se incluyen las fuerzas cortantes, que son de importancia secundaria, y los momentos se sustituyen por fuerzas aplicadas por los patines.

En la Fig ~~5.8.6~~^{5.6} se muestran las deformaciones de una columna que no tiene atiesadores, exageradas para mayor claridad.

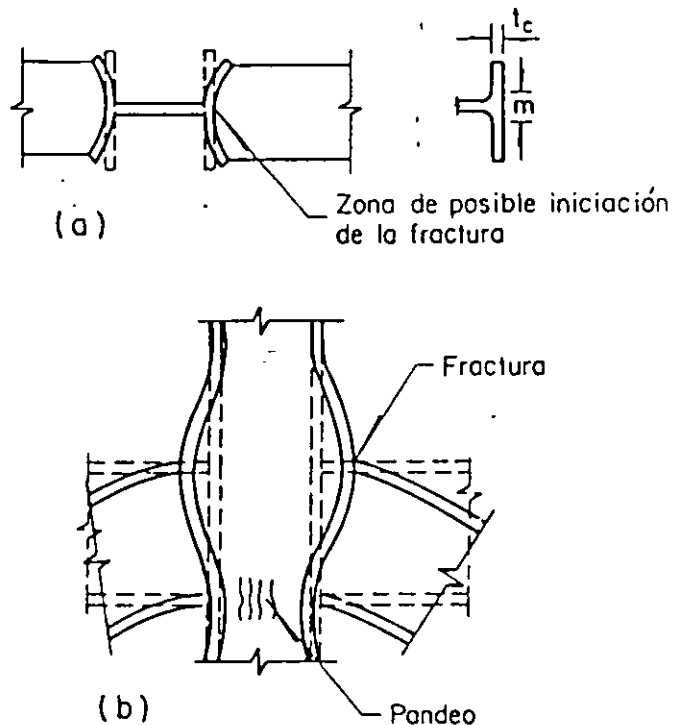


Fig-5.8.6 Deformaciones de una columna sin atiesadores

Debe investigarse el comportamiento del alma de la columna en las zonas frente a los dos patines de las vigas, en tensión y en compresión, y el de los patines de la columna en la zona en tensión. El alma puede ser crítica en cualquiera de las dos zonas, ya que puede fallar por flujo plástico, acompañado o seguido inmediatamente por pandeo en la zona comprimida, o por fractura.

en la de tensión; si el alma es delgada, el pandeo de la zona comprimida puede iniciarse antes de que los esfuerzos lleguen al límite de fluencia.

En la zona en tensión pueden ser críticos los patines de la columna, que se flexionan y contribuyen a la fractura de las soldaduras que los unen con los de las vigas; por su poca rigidez, los extremos se flexionan hacia afuera, siguiendo el desplazamiento de la viga, pero la deformación de la zona central está restringida por el alma de la columna, y es probable que ahí se inicie una falla de la soldadura cuando se agote su capacidad de deformación y no pueda seguir, sin fracturarse, los desplazamientos de los extremos (Fig ^{5.6b} ~~5.0.6b~~).

La zona del alma afectada por la fuerzas concentradas que recibe de los patines de las vigas se extiende al penetrar en la columna; si la ampliación de esa zona es insuficiente para reducir a F_{yc} los esfuerzos en la base de la curva de unión de patines y alma (~~o sea~~ a la distancia k_c del paño exterior de la columna, Fig ^{5.3b} ~~5.0.5b~~), la resistencia del alma es insuficiente. Este efecto debe revisarse frente a los dos patines de la viga, en las regiones en compresión y en tensión. Cuando la columna está formada por tres placas soldadas la fuerza de tensión puede hacer que falle la soldadura que une patines y alma; además, la distancia k_c se reduce a la suma del grueso del patín y el tamaño de la soldadura. Por todo esto, muchas veces es necesario aumentar las dimensiones de las soldaduras en la zona de ^{unión.} ~~conexión.~~

Es difícil determinar analíticamente cómo se distribuyen las fuerzas que recibe la columna, por lo que se suele suponer una distribución lineal, basada en investigaciones experimentales; se obtienen buenos resultados con una pendiente de 2.5: 1 desde el punto de contacto hasta la distancia k_c (Fig ^{5.5b} ~~5-8-5b~~), En diseño elástico se utilizaba una pendiente de 1:1, correspondiente a una distribución de esfuerzos según rectas a 45° trazadas a partir del punto de aplicación de la carga. Las dos suposiciones están basadas en resultados experimentales; la discrepancia entre ellas se debe probablemente a que los especímenes se cargan hasta el colapso para obtener resultados aplicables a diseño plástico, mientras que en diseño elástico los estudios se suspenden cuando las sollicitaciones alcanzan intensidades poco mayores que las de trabajo. Sin embargo, para hacer compatibles sus dos especificaciones (refs 5.8.2 y 5.8.3), el AISC recomienda ahora la pendiente 2.5:1 también en sus normas para diseño por esfuerzos permisibles (ref 5.8.3).

^{lo que}
~~La suposición anterior~~ implica que la fuerza de cada uno de los patines tiene que ser resistida, a la distancia k_c de la cara exterior de la columna, por una porción de alma de longitud $t_v + 5k_c$, donde t_v es el grueso del patín de la viga.

C5.8.3.1.1 Análisis de la zona comprimida de la conexión. La viga se sustituye por una placa de dimensiones iguales a las de uno de sus patines, que aplica una fuerza de compresión en la columna (Fig 5.8.7).

El temblor de Northridge tuvo lugar el 17 de enero de 1994 a las 4.41 a.m., hora local, en el valle de San Fernando, su duración fue de 10 a 15 seg. El epicentro se localizó a 1.6 km; aproximadamente, al suroeste de Northridge, y 32 km al noroeste de Los Angeles. Su magnitud fue de 6.8 en la escala de Richter, y su duración estuvo comprendida entre 10 y 15 seg.

A pesar de su magnitud relativamente pequeña, tuvo una intensidad elevada en zonas con alta densidad de construcción, como lo revela el que se hayan medido aceleraciones máximas del terreno de 1.8 y 1.2 g, en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente.

Hasta antes de este temblor se consideraba que los marcos rígidos de acero constituían el sistema estructural más ^{conveniente} adecuado para resistir acciones sísmicas intensas, pues tomando las medidas adecuadas para evitar fallas por inestabilidad, o de tipo frágil, se obtenían estructuras que respondían dúctilmente hasta el colapso; éste se presentaba al formarse mecanismos, con articulaciones plásticas, principalmente en las vigas, precedidos por la absorción y disipación, por comportamiento inelástico, de grandes cantidades de energía.

Las fallas de tipo frágil pueden presentarse, principalmente, en las conexiones viga-columna. Desde fines de los años 50 se cuenta con métodos, basados en resultados de laboratorio, para diseñar ese tipo de conexiones sometidas a cargas estáticas, y unos diez años después se empezaron a realizar estudios, también básicamente experimentales, para ampliar y completar esos métodos, de manera de obtener procedimientos seguros para el diseño de conexiones viga-columna bajo sollicitaciones sísmicas intensas. Aparentemente el objetivo se había logrado; en normas y especificaciones se proporcionaban métodos para diseñar conexiones cuyo comportamiento, en estructuras reales bajo temblores de tierra reales, había sido, al menos en apariencia, completamente satisfactorio.

Sin embargo, el temblor de Northridge produjo fallas de tipo frágil en varios miles de conexiones, en más de un centenar de edificios de alturas comprendidas entre uno y veintitantos pisos; aunque no hubo ningún colapso y, por consiguiente, no se perdió ninguna vida por este problema, la magnitud de los daños es tal que, sumando todos los producidos por el temblor, éste va a ser la segunda catástrofe natural más costosa en la historia de los Estados Unidos; se calcula que se invertirán varios miles de millones de dólares en reparar estructuras dañadas y en reforzar construcciones potencialmente peligrosas.

El temblor de Northridge ha sacudido la confianza que se tenía en el marco rígido como sistema estructural preferente en zonas sísmicas. Una vez más se ha demostrado que en ingeniería sísmica no se justifica la confianza ciega, sobre todo si se deposita en una conexión ~~no adecuada~~ en la que la transmisión de la fuerza se efectúa a través de una sola soldadura de penetración completa, cuya supervivencia depende de gran número de parámetros, muchos de ellos relacionados con la calidad de la mano de obra. Además, el problema aumenta cuando esas conexiones, responsables de la integridad del edificio, se reducen a un mínimo, de manera que la falla de muy pocas pone en peligro a la construcción completa.

En Estados Unidos se opina que el temblor de Northridge ha invalidado las recomendaciones de los códigos y las prácticas que seguía la profesión para diseñar marcos rígidos en zonas sísmicas.

Los cinco problemas que se han mencionado con mayor frecuencia, entre las muchas causas ^{posibles del} ~~que pueden haber ocasionado el~~ pobre comportamiento de las conexiones, han sido:

1. Ejecución incorrecta de las soldaduras.
2. Grietas preexistentes en las soldaduras o en el metal base adyacente.
3. Esfuerzos residuales en las juntas, generados durante la construcción de la estructura, incluyendo la ^{ejecución} ~~colocación~~ de las soldaduras.
4. Falla del patín de la columna, ocasionada por tensiones en la dirección del grueso.
5. Problemas básicos de configuración de las juntas.

El gran número de conexiones falladas, ^{en} en estructuras fabricadas por muchas empresas diferentes, elimina al primer factor como la causa principal de las fallas.

En el diseño de estructuras para edificios situados en las zonas sísmicas de los Estados Unidos se ha tratado, siempre, de reducir a un mínimo el número de conexiones rígidas entre vigas y columnas, de las que depende la estabilidad de la construcción durante temblores intensos, buscando obtener soluciones económicas, ya que el costo de las juntas representa un porcentaje elevado del valor total de la estructura. Con esa idea, ^{como los} ~~y teniendo en cuenta que los~~ marcos perimetrales son los más eficientes, y ~~que~~ en ellos se pueden emplear, con frecuencia, vigas de mayor peralte que en el resto del edificio, se ha vuelto muy común un sistema estructural en el que las acciones sísmicas son resistidas exclusivamente por los marcos de la periferia, que son los únicos que se diseñan y construyen como rígidos; todas las vigas restantes, incluyendo las normales a los marcos perimetrales, ^{se} ~~se~~ conectan a las columnas con uniones flexibles.

El número de conexiones rígidas se reduce, ~~efectivamente~~, pero al concentrar en pocos marcos (muchas veces, en dos en cada dirección) la resistencia ^{total} ~~a~~ fuerzas horizontales, aumentan significativamente las dimensiones de las vigas y columnas que los componen lo que, a su vez, lleva a que crezca el grueso de las placas que han de unirse entre sí: ésto hace que todos los problemas mencionados arriba se vuelvan más críticos.

Las fallas se han debido, seguramente, a una combinación de los factores mencionados, más dos aspectos a los que hasta ahora, al menos en apariencia, se ha prestado poca atención: la naturaleza casi instantánea de las fuerzas ocasionadas por los sismos, y los complejos estados de esfuerzos tridimensionales existentes en las conexiones desde la fabricación y montaje de la estructura, agravados por los efectos del temblor.

Es bien sabido que las fallas dúctiles están asociadas con esfuerzos cortantes; una barra en tensión axial, cargada lentamente, a la temperatura ambiente, se rompe después de un alargamiento muy importante, producido por deslizamientos en planos inclinados cuarenta y cinco grados respecto a la línea de acción de la fuerza, porque los esfuerzos cortantes en esos planos, iguales al cincuenta por ciento de los de tensión, ocasionan deslizamientos antes de que

los cristales se separen por efecto de la tensión; esta forma de falla, que se produce sin deformaciones previas significativas, es de tipo frágil.

Es también sabido que los incrementos en la velocidad de aplicación de las cargas, y los descensos de temperatura, ocasionan aumentos de la resistencia al corte, con lo que cambian las relaciones entre solicitaciones y resistencias a cortante y a tensión; ambos fenómenos hacen que disminuya la ductilidad del acero, y cualquiera de ellos, o la combinación de ambos, puede ser causa de que un acero dúctil en condiciones normales se vuelva completamente frágil. No parece que las temperaturas bajas hayan influido en el comportamiento de la mayoría de las estructuras dañadas (la temperatura ambiente a la hora del temblor era de 4°C., y varias de las fracturas de columnas se presentaron en estructuras en construcción, en las que el acero no estaba todavía protegido por recubrimientos y acabados), pero sí debe haber jugado un papel importante la velocidad de aplicación de la carga.

Puesto que para las fallas dúctiles se requieren, necesariamente, esfuerzos cortantes, en una región de una estructura que estuviese sometida a un estado triaxial de esfuerzos con los tres esfuerzos principales de tensión y de magnitudes iguales, no podría presentarse nunca una falla de tipo dúctil, pues los esfuerzos cortantes son nulos en todas las direcciones, como se comprueba trazando el círculo de Mohr correspondiente. Es cierto que en una estructura real los esfuerzos principales no son nunca de magnitudes iguales; sin embargo, la contracción irregular y restringida de la soldadura depositada entre los patines de viga y columna, y del material base adyacente, durante el enfriamiento desde el estado líquido hasta la temperatura ambiente, produce esfuerzos residuales de tensión que, a lo largo del eje de la soldadura, pueden ser mayores que el límite de fluencia del material, y que son también elevados en las dos direcciones ortogonales; su superposición con los esfuerzos producidos por las acciones sísmicas origina estados triaxiales para los que disminuye drásticamente la relación esfuerzo cortante/esfuerzo axial, que tienden a promover fallas de tipo frágil. Lo anterior se agrava por las concentraciones de esfuerzos producidas por discontinuidades en el material (debidas, por ejemplo, a defectos de las soldaduras, o provenientes del proceso de laminado) y por cambios en la dirección en que se transmiten las fuerzas interiores.

La combinación de los efectos anteriores puede hacer que sea imposible construir conexiones con los patines de las vigas soldados a tope contra los de las columnas que no fallen de manera frágil bajo los efectos casi instantáneos de un temblor; desde luego, quedan invalidadas suposiciones como aquella que permitía, en muchos casos, diseñar la conexión por alma sin tener en cuenta la parte del momento de flexión que le corresponde, bajo la suposición de que el endurecimiento por deformación permitiría a los patines transmitir, por sí solos, el momento plástico completo de la viga; es indudable que ésta se fracturará mucho antes de que se presenten las deformaciones correspondientes al endurecimiento.

La afirmación anterior parece verse confirmada por los resultados de una serie de ensayos de laboratorio que se realizaron en la Universidad de Texas en Austin, con el objeto de evaluar el efecto de soldaduras "mejoradas" en el comportamiento de las conexiones

tradicionales, y determinar diseños alternos: todos los especímenes "tradicionales", contruidos con soldaduras y detalles mejorados (depósitos de soldadura de alta calidad, remoción de las placas de respaldo y de extensión, colocación de una soldadura de filete para reforzar la de penetración completa y reducir concentraciones de esfuerzos) fallaron prematuramente, bajo niveles de carga considerablemente menores que los requeridos para que se formasen articulaciones plásticas.

La solución, si se desea seguir utilizando conexiones soldadas, parece estar en reforzarlas para que su resistencia aumente, de manera importante, por encima de la de las vigas, de tal forma que las articulaciones plásticas se formen en éstas, sin exigir deformaciones significativas en las conexiones; ésto se ha visto confirmado, al menos parcialmente, por el comportamiento, muy superior, de especímenes de laboratorio en los que, por fuera de los patines de las vigas soldados a tope (es decir, encima del superior y debajo del inferior), se colocaron placas de refuerzo horizontales, soldadas a tope al patín de la columna y con filetes al de la viga, o verticales, en forma de cartabones soldados a los dos patines.

Debe buscarse, además, reducir los esfuerzos residuales; ^{lo que} ésto puede lograrse haciendo la conexión sin soldar los patines de las vigas con los de las columnas, sino transmitiendo las fuerzas de unos a otros por medio de placas unidas a las vigas con soldaduras de filete, y a las columnas con penetración completa; haciendo primero esta soldadura los esfuerzos residuales longitudinales disminuyen, pues la placa no está, todavía, restringida en esa dirección; además, las placas pueden sobrediseñarse para alejar la articulación plástica de la conexión. La placa inferior se soldará en el taller, con lo que se evitirá la difícil soldadura en la zona central del patín.

Conviene promover también el uso de técnicas que reduzcan los esfuerzos residuales, como pueden ser secuencias adecuadas de colocación de los cordones y martilleo ("peening") de éstos.

Por último, parece que convendrá aumentar el número de marcos rígidos que resisten el sismo en cada dirección para que el grueso de las placas por unir sea menor y, además, disminuya la importancia de cada unión individual en la resistencia de la estructura completa. Este último punto es de poca importancia en México, pues en nuestros diseños solemos utilizar todos los marcos, o al menos la mayoría de ellos, para resistir las acciones sísmicas.

Apasentamente, los esfuerzos fueron el resultado inevitable del descuido de algunos aspectos básicos de ciencia de los materiales, debido a experiencia limitada en estos eventos.

En el futuro creemos ver, seguramente, el uso de conexiones soldadas simplificadas y el empleo de tornillos de alta resistencia en las uniones viga-columna, y se recurrirá, cada vez más, a soluciones más complejas, pero prometedoras, como ~~sea~~ el aislamiento de la base de los edificios, para limitar la energía que recibe durante un evento sísmico, y el empleo de amortiguadores, para disipar esa energía sin que la estructura sufra deformaciones inelásticas.

CONEXIONES, DE DIAGONALES DE CONTRAVENTEEO.

Fuerzas. La resistencia de diseño de las conexiones de los miembros de contraventeo (incluyendo uniones viga-columna, si forman parte del sistema) no será menor que la más pequeña de las siguientes:

1. La resistencia de diseño en tensión axial del miembro.
2. La fuerza en el miembro obtenida de un análisis con las combinaciones de carga especificadas en el reglamento.
3. La fuerza máxima, indicada por un análisis, que puede transmitir la estructura al contraventeo.

Con las condiciones anteriores se busca evitar que sean críticas las fallas por pandeo fuera del plano o por fractura de la placa de conexión. El tercer criterio pretende cubrir la posibilidad de que la fuerza cortante esté limitada por el momento de volteo que puede ~~ser~~ desarrollado ^{en} por el sistema estructural.

Area neta. En juntas atornilladas se cumplirá la relación

$$\frac{A_e}{A_t} \geq \frac{1.2 \alpha P_U^*}{F_R P_n}$$

donde:

A_e = área neta efectiva de la sección transversal del elemento de contraventeo.

A_t = área total de la sección transversal.

P_U^* = resistencia ^{requerida} del contraventeo. ~~requerida~~

P_n = resistencia nominal en tensión.

F_R = factor de resistencia = 0.75.

α = fracción de la fuerza en el miembro que es transferida a través de una sección neta particular.

Placas de unión.

1. Cuando el plano crítico de pandeo del contraventeo sea el del marco, la placa y las demás partes de la conexión tendrán una resistencia de diseño igual o mayor que la resistencia nominal a la flexión, en ese plano, del contraventeo.

2. Cuando el pandeo se presenta fuera del plano indicado arriba, debe proporcionarse una longitud libre de cubreplaca suficiente para que se forme una articulación plástica; para ello, el contraventeo debe terminar a una distancia no menor que el doble del grueso de la cubreplaca, medida a partir de la línea teórica en la que la flexión está restringida por la unión con la viga o la columna. La placa tendrá la resistencia en compresión necesaria para resistir, sin pandearse, la fuerza que le transmite el contraventeo. (Fig. 5.7).

DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.

1. FILOSOFÍA DEL DISEÑO SÍSMICO. El objetivo principal de todos los reglamentos modernos para diseño sísmico es proteger la seguridad del público durante los temblores de intensidad máxima que es probable que se presenten en el sitio durante la vida útil de la construcción; se pretende obtener una seguridad adecuada contra fallas mayores y contra la pérdida de vidas, y tienen carácter secundario la limitación de daños, que la edificación se mantenga funcionando, o que sea fácil de reparar después de un evento sísmico.

Las estructuras diseñadas y construidas correctamente deben, en general, satisfacer tres requisitos:

1. Resistir temblores frecuentes, de poca intensidad, sin daños de ningún tipo.
2. Resistir temblores de intensidad media, que es probable que se presenten dos o tres veces durante la vida útil de la edificación, sin daños estructurales, pero con posible deterioro de elementos no estructurales e instalaciones.
3. Resistir movimientos de tierra mayores, de intensidad igual al terremoto máximo experimentado o predicho para el sitio, sin colapso, pero con posibles daños no estructurales y estructurales.

El nivel de daños depende de múltiples factores, como son la configuración de la construcción, las características del sistema estructural, los materiales empleados y el cuidado con el que se haya hecho la construcción.

Es razonable esperar que una estructura bien planeada y construida no sufrirá un colapso durante un temblor de gran intensidad, aunque los daños del sistema estructural primario pueden ser insignificantes o de gran importancia, reparables o no. Las vidas de los ocupantes están razonablemente protegidas, pero no con una seguridad absoluta.

Las consideraciones anteriores deben hacerse del conocimiento de las autoridades que adopten el reglamento y de los propietarios de los edificios; unas u otros pueden optar por una seguridad mayor, con el aumento consiguiente de costos, y sabiendo que aún así no podrá garantizarse la seguridad de manera absoluta.

La filosofía aceptada hace difícil especificar las fuerzas de diseño, ya que no sólo dependen de las características dinámicas del edificio, como periodo natural y grado de amortiguamiento, sino también de la capacidad de la estructura para admitir deformaciones inelásticas importantes sin pérdida significativa de resistencia, pues la experiencia ha demostrado que no es económicamente factible, en general, diseñar los edificios para que respondan elásticamente durante temblores de gran intensidad.

Los objetivos mencionados se alcanzan especificando fuerzas para el dimensionamiento de los miembros de magnitud compatible con la sismicidad de la zona, y proporcionando normas para diseñar, detallar y construir la estructura que aseguren que podrá desarrollar la ductilidad requerida.

El empleo de fuerzas de diseño mucho menores que las que se tendrían si la respuesta fuese elástica hasta el colapso se justifica por la suposición de que durante un temblor intenso la estructura experimentará varios ciclos de deformación inelástica, de manera que el nivel de carga depende del sistema estructural y de su capacidad para soportar esas deformaciones y disipar energía por comportamiento inelástico, sin pérdida significativa de resistencia bajo carga vertical.

Los códigos tienen en cuenta la influencia del material y del sistema estructural por medio del **factor de comportamiento sísmico**, que es un número, igual o mayor que uno, entre el que se dividen las fuerzas correspondientes a una respuesta elástica ilimitada para obtener las de diseño. Su valor, elevado en sistemas estructurales dúctiles y reducido en los frágiles, se ha fijado, hasta ahora, por consenso entre ingenieros e investigadores destacados en el campo de la ingeniería sísmica, quienes se apoyan en estudios analíticos y experimentales y, sobre todo, en el comportamiento, satisfactorio o no, que han tenido las estructuras de diversos tipos ante temblores de tierra reales. El factor de comportamiento sísmico se designa con la letra **Q** en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ref.1).

Para que la ductilidad de un sistema sea adecuada, todos los miembros críticos, y sus conexiones, deben desarrollar la ductilidad local requerida durante el proceso de deformación inelástica; a menos que haya sido optimizado, la falla de un sistema estructural dúctil bien diseñado se presenta después de la formación y rotación de un buen número de articulaciones plásticas, acompañadas por la disipación de grandes cantidades de energía. Influye también en este comportamiento la sobrerresistencia del sistema.

El acero es un material dúctil por naturaleza que tiene, además, un comportamiento muy estable bajo inversiones de carga, trabaja igual en tensión que en compresión y tiene una relación resistencia/peso muy favorable; es, por todo ello, muy adecuado para construcciones sismorresistentes. Sin embargo, la ductilidad del material no garantiza la de la estructura, que puede perderse por prácticas inadecuadas de diseño o construcción; las recomendaciones para diseño de estructuras de acero en zonas sísmicas están encaminadas, principalmente, a conservar en la estructura la ductilidad propia del material.

La ductilidad de un miembro estructural está relacionada con el tipo de deformación que experimenta bajo carga. Los elementos que trabajan en flexión o en tensión pueden desarrollar ductilidades mucho mayores que los sometidos a compresión, de manera que los marcos rígidos, que usan la resistencia a la flexión para soportar las cargas laterales, y en los que puede haber plastificación completa de miembros y conexiones, tienen una gran capacidad de disipación de energía, y son muy apropiados para construcciones en zonas sísmicas; sin embargo, son sistemas flexibles, antieconómicos en edificaciones de cierta altura. La rigidez de los miembros en tensión o compresión es mucho mayor, por lo que se emplean en marcos contraventeados, pero su uso implica reducciones importantes de ductilidad. En el diseño en zonas sísmicas se busca, entre otras

cosas, encontrar sistemas estructurales de rigidez lateral adecuada que tengan, al mismo tiempo, ductilidad suficiente.

La pérdida de ductilidad de las estructuras de acero suele estar asociada con algún tipo de inestabilidad, pandeo, local, de miembro o de conjunto, o con alguna forma de fractura frágil, casi siempre en las conexiones; deben evitarse fallas prematuras de estos tipos, que harían que la estructura no pudiese desarrollar la ductilidad asociada con el valor escogido de las fuerzas sísmicas de diseño.

Las estructuras no fallan aunque los esfuerzos producidos por las sollicitaciones sísmicas alcancen el límite de fluencia; son seguras mientras las deformaciones plásticas y, por ende, las demandas de ductilidad, permanecen dentro de límites aceptables.

En los posibles fenómenos de inestabilidad deben incluirse el pandeo local de los elementos planos que forman los perfiles estructurales, el pandeo por flexión de columnas largas y contravientos, el pandeo lateral por flexotorsión de vigas, y elementos flexocomprimidos, y el efecto P-Δ en marcos esbeltos con carga vertical importante. Las fracturas frágiles pueden deberse a fallas en tensión en las áreas netas de conexiones atornilladas o remachadas, fractura de soldaduras en zonas de concentración de esfuerzos, desgarramiento laminar en placas que no admiten las deformaciones a través del grueso ocasionadas por contracciones del metal de soldadura, fractura de placas debida a deformaciones grandes, producidas por pandeo local o por flexión, y fatiga con pocos ciclos de carga y deformaciones inelásticas importantes. Si el diseñador controla todos estos problemas, la estructura resultante tendrá ductilidad y capacidad de disipación de energía suficientes.

Estructuras dúctiles. Las acciones internas que generan los sismos en las estructuras son, en la mayoría de los casos, mucho menores que las que corresponderían a una respuesta elástica hasta el colapso; en cambio, los desplazamientos laterales de entrepiso sí son del orden de los predichos por la teoría elástica. Este comportamiento se debe, en parte, a la plastificación, en regiones localizadas, que precede al colapso.

Otro factor que contribuye, de manera muy importante, a que la resistencia real sea mayor que la evaluada con la teoría elástica, es la sobrerresistencia del sistema; si no se presenta una falla frágil, las estructuras tienen reservas de resistencia, ante cargas laterales, que no se consideran explícitamente; son consecuencia del uso de factores reductivos en el cálculo de las resistencias de diseño, de que las resistencias reales de los materiales son, en promedio, mayores que las nominales, las fórmulas de diseño son conscientemente conservadoras, los perfiles comerciales tienen resistencias mayores, sistemáticamente, que las necesarias teóricamente, y, además, al modelar las estructuras no se consideran elementos y efectos que contribuyen a su resistencia, como losas, firmes, cancelos y muros divisorios, escaleras y efectos tridimensionales.

La sobrerresistencia ha sido, probablemente, uno de los factores que más ha contribuido a la supervivencia de edificios ante sismos de gran intensidad.

Las normas de diseño sísmico la tienen en cuenta de manera implícita, pero no se pide que se ^{cuantifique} ~~cuantifique~~ su importancia, lo que lleva a diseños con niveles de seguridad contra el colapso que no son uniformes, y que pueden ser peligrosamente bajos, e incluso inaceptables, en estructuras de hiperestaticidad muy pequeña o que hayan sido dimensionadas con métodos de diseño óptimo.

La respuesta global de una estructura se muestra esquemáticamente en la Fig.1.1. Las ordenadas son fuerzas cortantes en la base de la estructura, o en alguno de sus entrepisos, y las abscisas desplazamientos horizontales totales del nivel superior o desplazamientos relativos de los niveles que limitan el entrepiso considerado.

Como se ve en la figura, el factor de reducción Q' es igual al producto de los factores de ductilidad, μ , y de sobrerresistencia, Ω .

Uno de los problemas asociados con el diseño "elástico" es que, como no se conoce la resistencia real de las estructuras, no puede calcularse su sobrerresistencia; si es mucho menor que la implícita en los códigos, es probable que el comportamiento, bajo sismos intensos, no sea satisfactorio. La definición precisa de ductilidad estructural, y su evaluación, en edificios de varios pisos, constituye otro obstáculo que no se ha salvado todavía.

Tampoco se sabe mucho respecto a los daños que se acumulan en las estructuras durante temblores de tierra sucesivos, o durante un solo terremoto de larga duración. Si el sistema estructural es dúctil, puede experimentar deformaciones importantes, bajo carga aproximadamente constante, sin sufrir daños excesivos o pérdida de resistencia que afecten significativamente su respuesta ante aplicaciones de carga posteriores.

Puede obtenerse una seguridad adecuada contra el colapso dando a la estructura una resistencia suficiente para que su respuesta sea básicamente elástica, haciéndola muy dúctil, o combinando de manera económica las dos propiedades: éste es el camino que se sigue en los reglamentos modernos de diseño sísmico.

Como las vigas pueden, en general, desarrollar ductilidades locales mayores que las columnas, la mayoría de las estructuras de edificios construidos en zonas de sismicidad elevada se diseñan con el criterio de *columnas resistentes - vigas débiles*; para ello se adoptan factores de ~~carga y~~ resistencia diferentes para las distintas formas de falla, para propiciar que la mayoría de las articulaciones plásticas se forme en los extremos de las vigas.

Para obtener un comportamiento dúctil se identifican los modos de falla posibles, se determinan los que se caracterizan por una respuesta dúctil, y se elige un conjunto de factores de seguridad que reduzca a un valor suficientemente bajo la probabilidad de que se alcance primero algún estado límite asociado con una forma de falla frágil.

Las pequeñas regiones de las que depende la ductilidad global de la estructura se diseñan y detallan de manera muy cuidadosa, para obtener las ductilidades locales necesarias.

Las recomendaciones del Capítulo 11 de la ref.1 están encaminadas a obtener estructuras cuya respuesta ante sismos sea dúctil, y que no sufran deterioro significativo aunque el temblor sea

de larga duración, de manera que los daños localizados que experimenten puedan repararse después del evento; al mismo tiempo, se procura que tengan una sobrerresistencia del orden de la supuesta implícitamente al escoger las solicitaciones de diseño. Se buscan márgenes de seguridad más elevados contra las fallas frágiles que contra las dúctiles, y el diseño se hace de manera que las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo eventual de colapso se formen, predominantemente, en las vigas. Se reconocen aquí las bases del diseño por capacidad.

Las consideraciones anteriores llevaron al desarrollo, en Nueva Zelanda, de un enfoque determinístico sencillo para el diseño sísmico, el **diseño por capacidad**. En él, los resultados de un análisis elástico tradicional, efectuado con cargas estáticas laterales especificadas, se utilizan para establecer una jerarquía aceptable en la formación de mecanismos disipadores de energía. La jerarquía debe ser formulada por el diseñador en un esfuerzo para "*decirle*" a la estructura "*qué hacer*" en el caso de un evento sísmico extremo. Una vez hecha la elección, a cada miembro se le da la resistencia necesaria para asegurar que, cuando se requiera, sólo se formarán los mecanismos escogidos. La simplicidad del método proviene de que el diseñador ordena a la estructura "*qué es lo que debe hacer*", en vez de preguntarle, por medio de un análisis, "*qué puede hacer*". El objetivo que se busca es, ~~pero~~ asegurar un comportamiento elastoplástico deseable y predecible durante temblores de tierra extremos, de características desconocidas.

En el diseño por capacidad de estructuras resistentes a temblores se escogen los elementos resistentes primarios, los que se diseñan y detallan adecuadamente para que puedan disipar energía durante deformaciones inelásticas severas. A los elementos estructurales restantes se les proporciona la resistencia suficiente para que se conserven los medios de disipación de energía elegidos.

Para asegurar una respuesta inelástica satisfactoria durante un evento sísmico extremo, el diseñador debe depender de mecanismos disipadores de energía confiables, que formen parte de la estructura, que proporcionarán el amortiguamiento histerético necesario. Por consiguiente, una parte importante del esfuerzo de diseño debe destinarse a detallar adecuadamente las regiones de las articulaciones plásticas potenciales, en las que la demanda de ductilidad será máxima.

Desde el punto de vista del diseño para que la estructura sobreviva el temblor más intenso, debe quitarse énfasis a la precisión de los análisis elásticos, en vista de las burdas aproximaciones inevitables en las reglas contenidas en los códigos para análisis estático y de las incertidumbres asociadas con la respuesta dinámica inelástica de estructuras sometidas a temblores cuyas características son, todavía, imposibles de predecir. Las cargas laterales estáticas especificadas, y las técnicas de análisis elástico modal, deben considerarse, principalmente, como medios para obtener una distribución razonable de las resistencias potenciales de la estructura. Como las que se obtienen al aplicar los requisitos de los códigos son considerablemente menores que las que se requerirían si los edificios respondiesen elásticamente ante el temblor de diseño, cualquier técnica razonable de análisis elástico es adecuada.

Comportamiento de estructuras de acero. Buena parte de los estudios sobre el comportamiento de estructuras de acero bajo solicitaciones sísmicas se ha encaminado a comprobar si las reglas para diseño por carga estática siguen siendo aplicables cuando la carga es dinámica y, de no serlo, a determinar las modificaciones necesarias para asegurar una respuesta adecuada.

En general, se escoge de antemano el mecanismo de colapso más conveniente, desde los puntos de vista de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía, se dimensionan muy cuidadosamente las zonas en que se concentrarán las deformaciones inelásticas, para evitar fallas no dúctiles prematuras, y se diseña el resto de la estructura para que responda elásticamente hasta el colapso potencial.

La ductilidad final de una estructura de acero depende de múltiples factores, que pueden agruparse en aspectos relativos al material y a la geometría de las secciones de los elementos estructurales, propiedades de los miembros (vigas, columnas, contraventeos) y de las conexiones, y características de los sistemas estructurales. Todos estos factores se estudian en los apartados siguientes.

2. Material.

Composición química. El acero es una aleación de hierro con cantidades muy pequeñas de carbono; los aceros estructurales contienen, además, otros elementos en cantidades variables, principalmente manganeso, fósforo, azufre y silicio que son impurezas que no pueden eliminarse, o cuya supresión sería demasiado costosa, o que se añaden intencionalmente, en diferentes combinaciones y cantidades, para obtener características y propiedades específicas en los productos terminados.

El hierro es dúctil, pero blando y de baja resistencia; el carbono se añade para endurecerlo y aumentar su resistencia mecánica; cuando crece el contenido de carbono suben la dureza, la resistencia a la ruptura en tensión y el esfuerzo de fluencia, pero disminuyen ductilidad, tenacidad y soldabilidad, por lo que en los aceros estructurales se limita ese contenido; en general, el máximo permitido es 0.30% o menos, dependiendo de los otros elementos de aleación y de la soldabilidad y tenacidad deseadas. Cada aumento de 0.01% de carbono eleva el esfuerzo de fluencia en unos 35 kg/cm².

El manganeso aumenta la dureza y la resistencia de los aceros, aunque en menor grado que el carbón; además, se combina con el azufre, formando sulfatos de manganeso, con lo que se minimizan los efectos desfavorables del azufre.

Este es casi siempre perjudicial, hace que disminuyan ductilidad, tenacidad y soldabilidad.

El silicio y el aluminio se emplean en la manufactura del acero para eliminar los gases, principalmente oxígeno, que se disuelven en el metal en estado líquido. El aluminio se utiliza también para controlar el tamaño del grano

Para obtener propiedades deseables en ciertas aplicaciones se añaden elementos adicionales; por ejemplo, el cobre aumenta la resistencia a la corrosión atmosférica.

Cambios de temperatura. Si durante el proceso de fabricación el metal fundido se enfría lentamente, se solidifica como una solución de carbono en hierro, que recibe el nombre de austenita; cuando el enfriamiento continúa, a partir de una temperatura comprendida entre los 910 y los 720°C, en aceros con no más del 0.80% de carbono, disminuye la solubilidad del carbono en el hierro, y se forman cristales de hierro casi puro, conocidos como ferrita; la transformación termina por debajo de los 720°C; el acero, a temperatura ambiente, está formado por granos de ferrita en una matriz de perlita, que es un compuesto de ferrita y cementita (carburo de hierro, Fe₃C).

La ferrita es muy dúctil y de baja resistencia a la tensión; las altas resistencias de los aceros al carbón provienen de la perlita o, más específicamente, de la cementita que hay en ella.

Cuando el enfriamiento desde la etapa austenítica es rápido no hay tiempo para que se presenten las transformaciones mencionadas, y se obtienen otras microestructuras, con propiedades mecánicas diferentes; en general, cuanto mayor es la velocidad de enfriamiento, mayor es la dureza y la resistencia del acero a la temperatura ambiente, pero menor es su ductilidad. Los tratamientos térmicos aprovechan esos efectos de las temperaturas para obtener propiedades deseables.

Las velocidades de enfriamiento muy altas producen aceros que, a la temperatura ambiente, están compuesto por cristales de martensita, duros y relativamente frágiles.

Las piezas de acero experimentan cambios de temperatura durante ciertas etapas del proceso de fabricación de las estructuras; por ejemplo, cuando se utiliza calor para enderezar o para dar forma a elementos estructurales; si el proceso no se controla adecuadamente, pueden formarse estructuras cristalinas frágiles en zonas localizadas. Cuando se enfría una soldadura, el metal pasa, en muy poco tiempo, del estado líquido al sólido a la temperatura ambiente, por lo que para evitar la formación de estructuras martensíticas, demasiado frágiles, en el metal de soldadura y en el material base afectado por el ciclo térmico, ha de controlarse con mucho cuidado todo el proceso, sobre todo la velocidad de enfriamiento.

Segregación. En una de las etapas de la producción de perfiles estructurales con los métodos tradicionales, el acero fundido se vacía en moldes en los que se enfría y solidifica, formando lingotes de sección transversal rectangular, con esquinas redondeadas; en una etapa posterior se recortan los extremos de los lingotes, para remover material indeseable, se vuelven a calentar, y se laminan para obtener los productos terminados.

El proceso de enfriamiento y solidificación es causa de que la composición química de los lingotes no sea uniforme; el acero líquido en contacto con las paredes y el fondo del molde, que están relativamente fríos, se solidifica muy rápidamente, sin que cambie su composición química, pero cuando disminuye la velocidad de solidificación, al crecer la distancia a las paredes, se forman cristales de hierro casi puro, que contienen menos carbono, manganeso, fósforo, azufre y otros elementos que el líquido del que provienen, de manera que el material que se solidifica al final,

situado alrededor del eje del lingote en su mitad superior, contiene cantidades más altas de esos elementos. La parte del lingote en la que la segregación es más pronunciada se corta antes de iniciar la laminación.

Los productos de acero hechos con el proceso de colada continua suelen tener una composición más uniforme, pues se elimina el paso intermedio que requiere la formación de los lingotes.

Además de la segregación en los lingotes, la porosidad y las cavidades por contracción son características inherentes del enfriamiento y solidificación. La importancia de esas imperfecciones depende de la composición y temperatura del metal líquido, la práctica de desoxidación, el tamaño del lingote y la cantidad de metal descartado de sus extremos. Cuando hay segregación, aparece en el plano medio de los productos planos, y en forma de hueso en los perfiles H (Fig.2). La redistribución de la segregación, la porosidad y las cavidades por contracción, originada al alargar y dar forma al material durante el proceso de laminación, puede ocasionar variaciones en las propiedades de los productos terminados.

Efectos de la laminación. La laminación es el proceso que se utiliza para dar forma final a los productos de acero. Consiste en hacer pasar el material entre dos rodillos que giran en direcciones opuestas y que están separados una distancia menor que el grueso inicial de la pieza, de manera que la sección transversal se reduce y la longitud y el ancho aumentan. Las inclusiones de escoria y otros materiales deformables se alargan en la dirección del laminado.

Los diferentes efectos del proceso en la dirección de la laminación y en la normal a ella, combinados con cambios químicos y microestructurales en la dirección perpendicular a las superficies del producto terminado (a través del grueso), ocasionan una anisotropía que se manifiesta especialmente en variaciones de la ductilidad y resistencia a la fractura.

La mayor parte de los perfiles laminados H pesados (con patines de grueso igual o mayor que 2" (5cm), aproximadamente), tiene una región de material de baja tenacidad, en la intersección del alma y los patines, producida por la menor velocidad de enfriamiento de esa zona y porque, por restricciones geométricas, se aplican en ella, durante el proceso de laminación, presiones menores que en el resto del perfil. Es también común que el material situado a lo largo del eje de patines y alma esté segregado y compuesto por granos gruesos. Al hacer cortes con soplete, o juntas soldadas, han de tomarse precauciones especiales para reducir a un mínimo la posibilidad de que aparezcan grietas, sobre todo en zonas de concentración de esfuerzos. Se presentan problemas análogos en secciones hechas con placas soldadas, cuando el grueso de alguna de ellas es de 5 cm o más.

Si los perfiles pesados trabajan en tensión (como sucede en cuerdas de armaduras y, en ocasiones, en columnas de edificios bajo solicitaciones sísmicas intensas), deben revisarse con cuidado las especificaciones del material y los procedimientos de fabricación, antes de hacer cortes o uniones soldadas. Pueden ser preferibles las juntas atornilladas.

Desgarramiento laminar. La ductilidad del acero a través del grueso de las placas suele ser mucho menor que en las direcciones paralelas a su superficie. Este fenómeno influye poco en la mayoría de las aplicaciones, pero se vuelve importante en el diseño y construcción de estructuras con juntas muy restringidas, en las que puede ocasionar grietas por **desgarramiento laminar**, que se inician debajo de la superficie de las placas como un resultado de deformaciones excesivas a través de su grueso, asociadas, casi siempre, con contracciones del metal de soldadura impedidas por la rigidez de la junta

Las grietas, constituidas por una serie de terrazas paralelas a la superficie del metal, pueden permanecer dentro de él, o emerger en los bordes de placas, perfiles o soldaduras.

El fenómeno se manifiesta con mayor frecuencia en construcción soldada pesada, particularmente en juntas entre placas gruesas y perfiles estructurales de grandes dimensiones. Para controlarlo han de escogerse con especial cuidado los detalles de las juntas soldadas, el metal de aportación y los procedimientos para depositarlo. Además, pueden utilizarse aceros producidos por procesos especiales, en los que se controlan el contenido de azufre y las inclusiones, para mejorar la ductilidad a través del grueso.

En la Fig.2.2 aparece, en forma esquemática, una fractura por desgarramiento laminar, y en la Fig.2.3 se muestran varias juntas inadecuadas desde este punto de vista, y se dan sugerencias para mejorarlas.

Esfuerzos residuales. Los esfuerzos residuales están presentes en los elementos estructurales antes de que se les apliquen fuerzas exteriores. Son ocasionadas por deformaciones plásticas no uniformes en regiones vecinas, producidas por procesos térmicos, mecánicos o metalúrgicos.

Los esfuerzos residuales del primer tipo se deben a las deformaciones permanentes que se generan cuando un metal se calienta y enfría en condiciones que restringen los cambios de volumen asociados con las variaciones de temperatura (las expansiones y contracciones libres no producen esfuerzos residuales). En general, aparecen esfuerzos de tensión en las zonas del metal que se enfrían al final. Son típicos los esfuerzos que se generan en los perfiles por el enfriamiento no uniforme que experimentan al pasar de la temperatura de laminación a la ambiente (Fig.2.4).

Las deformaciones permanentes no uniformes asociadas con el alargamiento o acortamiento del metal, producido por medios mecánicos en condiciones restringidas, originan esfuerzos residuales del segundo tipo (por ejemplo, cuando se enderezan o curvan elementos de acero durante la fabricación de una estructura)

Los esfuerzos de origen metalúrgico se generan cuando la microestructura del acero cambia de ferrita-perlita a martensita, transformación que ocasiona un aumento del 3 al 4% en el volumen del material.

La soldadura suele ocasionar esfuerzos residuales tridimensionales muy complejos, debidos al calentamiento y enfriamiento irregulares (es decir, a procesos térmicos o metalúrgicos) y a

restricciones (efectos mecánicos). Los cortes con soplete oxiacetilénico producen esfuerzos residuales semejantes, aunque, en general, en zonas más reducidas. Los esfuerzos residuales producidos por la soldadura suelen ser más elevados que los de laminación (Fig.2.4).

La combinación de varias operaciones de fabricación ocasiona esfuerzos residuales muy complejos, como se ve también en la Fig.2.4,

La importancia de estos esfuerzos en el comportamiento de los elementos estructurales que los contienen depende de cómo se combinan con los producidos por las acciones exteriores y del tipo de sollicitación a que esté sometido el elemento.

Soldabilidad. La soldabilidad es la capacidad de un material para ser unido por medio de soldadura, en condiciones de fabricación adecuadas, para formar una estructura diseñada para desempeñar un servicio determinado, y para tener un comportamiento satisfactorio bajo esas condiciones.

El factor que más afecta la soldabilidad de un metal es su composición química.

Los aceros al carbono están compuestos por hierro, carbono en una cantidad que no excede generalmente del 1.0 por ciento, y cantidades menores de manganeso, fósforo, azufre y silicio. Su soldabilidad depende, principalmente, del contenido de carbono, aunque los otros elementos, residuales o de aleación, influyen en ella de manera secundaria.

La soldabilidad de los aceros al carbono es tanto mejor cuanto más bajo es su contenido de carbono.

En las estructuras modernas se utilizan aceros de resistencia mucho mayor que las de los aceros al carbono; por ejemplo, se puede obtener un límite de fluencia de 3500 kg/cm² y un esfuerzo de ruptura de unos 5000 kg/cm², sin tratamientos térmicos, añadiendo dos o más elementos de aleación, y se logra una soldabilidad adecuada restringiendo el contenido de carbono a un máximo de 0.20 por ciento. En algunos aceros tratados térmicamente, con límite de fluencia de hasta 7000 kg/cm², se obtienen juntas soldadas comparables a las de los aceros al carbono escogiendo adecuadamente el metal de aportación y los procedimientos para hacer las soldaduras.

Se han hecho intentos para relacionar la composición química con la soldabilidad de los aceros, expresando la influencia relativa de los diversos componentes en términos de lo que se ha llamado **carbono equivalente**; una de las fórmulas para calcularlo es

$$CE = \%C + \%Mn/4 + \%Ni/20 + \%Cr/10 + \%Cu/40 - \%Mo/50 - \%V/10$$

El carbono equivalente está relacionado con la velocidad máxima con la que pueden enfriarse la soldadura y el metal base adyacente sin que éste se agriete; cuanto más alto sea, menor será la velocidad de enfriamiento admisible. Si CE, dado por la fórmula anterior, excede de 0.40, es probable que se formen grietas inmediatamente debajo de la soldadura, aunque debe recordarse que también influyen otros factores, entre los que está el precalentamiento.

Todos los aceros estructurales son soldables, pero en algunos se requieren electrodos y métodos especiales, que deben emplearse con un control riguroso, con una inspección y un criterio de aceptación muy estrictos.

Clasificación de los aceros. Los aceros estructurales se clasifican en cuatro grupos: al carbono, de alta resistencia y baja aleación, al carbono o de alta resistencia y baja aleación tratados térmicamente, y aleados tratados térmicamente. Los límites de fluencia especificados están entre 2100 y 2800 kg/cm² en el primer grupo, entre 2950 y 5600 kg/cm² en el segundo, y entre 3250 y 7050 y 6350 y 7050 kg/cm² en el tercero y cuarto.

Propiedades mecánicas. Las propiedades mecánicas más importantes para el diseño y la evaluación de las estructuras de acero se obtienen por medio de ensayos de tensión. En la Fig.2.5 se muestran las gráficas esfuerzo-deformación unitaria típicas de diversos aceros estructurales, y en la Fig.2.6 se representan, agrandadas, las porciones iniciales. Las gráficas de probetas ensayadas en compresión son similares, pero después de que se inicia el endurecimiento por deformación la probeta se sigue aplastando, sin romperse. Los esfuerzos de fluencia y el módulo de elasticidad son iguales en compresión que en tensión.

Las propiedades mecánicas que se mencionan en la literatura son, casi siempre, las que se obtienen con probetas orientadas a lo largo de la placa o del perfil. Las propiedades a través del grueso suelen ser diferentes; en particular, la ductilidad se reduce.

La primera parte de las gráficas es una recta inclinada, que describe un comportamiento elástico lineal; su pendiente, el **módulo de elasticidad**, o **módulo de Young**, es prácticamente constante para todos los aceros; está comprendido entre 2000000 y 2100000 kg/cm².

El comportamiento elástico lineal termina en el **límite de proporcionalidad**; en los aceros estructurales este punto se confunde, prácticamente, con el esfuerzo de fluencia.

Sigue después, en muchos aceros, un tramo horizontal, de deformación creciente bajo esfuerzo constante, en el que el acero trabaja como un material plástico; el **esfuerzo de fluencia** constituye una de las propiedades más importantes de los aceros estructurales. Cuando no aparece una zona clara de comportamiento plástico, se define en función de una deformación inelástica especificada.

Más adelante vuelve a requerirse un aumento en la fuerza de tracción para que sigan creciendo las deformaciones; este fenómeno, el **endurecimiento por deformación**, termina cuando se alcanza la **resistencia máxima** del espécimen; después se reducen las dimensiones de la sección transversal crítica, aumentan las deformaciones longitudinales, con carga decreciente, y la probeta se rompe.

La **ductilidad** es un índice de la capacidad del material para admitir deformaciones inelásticas importantes, sin romperse. Debe tener un nivel adecuado para permitir redistribuciones locales de esfuerzos, como las asociadas con cambios bruscos de geometría, y es una de las

propiedades básicas en estructuras que se construirán en zonas sísmicas, cuyo diseño suele estar basado en su capacidad para disipar energía por medio de deformaciones inelásticas.

Se expresa en términos de la elongación total o de la reducción de área del espécimen; la primera se calcula dividiendo el alargamiento total de la probeta, después de la fractura, entre la longitud inicial, y la segunda de manera análoga, pero en términos de las áreas de la sección transversal; en ambos casos la ductilidad se indica como un porcentaje de la longitud o del área inicial. Su valor depende de la geometría del espécimen; así, el porcentaje de elongación disminuye cuando aumenta la longitud de medición.

El cociente, en valor absoluto, de las deformaciones unitarias transversal y longitudinal recibe el nombre de **coeficiente de Poisson**; vale 0.30 en el intervalo elástico y crece cuando las deformaciones aumentan, hasta 0.50 cuando el material está plastificado por completo.

La **tenacidad** refleja la capacidad de absorción de energía de un espécimen liso; es igual al área bajo la curva esfuerzo-deformación unitaria.

La ductilidad de los aceros que se utilizan en zonas sísmicas debe ser elevada; en pruebas de tensión deben exhibir una meseta pronunciada de deformaciones crecientes bajo esfuerzo constante y un alargamiento a la ruptura no menor de 20%, en probetas de 2". Además, deben endurecerse por deformación, y la relación entre la resistencia a la ruptura en tensión y el esfuerzo de fluencia debe estar comprendida entre 1.2 y 1.8; si no se cumpliesen estas dos condiciones, las articulaciones plásticas se formarían en tramos de longitud muy pequeña, lo que ocasionaría demandas de ductilidad excesivas durante su formación y rotación. La soldabilidad ha de ser buena. Deben evitarse la fractura frágil y la fatiga de bajo ciclo. Como la falla se presenta, con frecuencia, por agrietamiento en zonas pandeadas localmente, sometidas a severas deformaciones inelásticas producidas por tensiones y compresiones alternadas, deben establecerse relaciones, que no se conocen todavía, entre la composición química y las características metalúrgicas de los aceros, por un lado, y su resistencia al agrietamiento en las condiciones mencionadas, por el otro.

Los aceros estructurales que no satisfacen las condiciones anteriores no deben utilizarse en construcciones en zonas sísmicas. En sus recomendaciones para diseño sísmico de estructuras para edificios, el Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) indica los materiales que pueden utilizarse y prohíbe el uso de otros, incluyendo los que tengan un esfuerzo de fluencia especificado mayor de 3515 kg/cm², a menos que se demuestre que su comportamiento inelástico es equivalente al de los aceros permitidos.

3. GEOMETRIA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.

En los perfiles de acero de sección I o H flexionados alrededor del eje de mayor momento de inercia pueden presentarse dos fenómenos de inestabilidad, pandeo lateral y pandeo local, que aparecen siempre, eventualmente, solos o combinados, con independencia de las precauciones que se tomen para evitarlos. (El pandeo lateral puede evitarse proporcionando soporte lateral, continuo a los patines comprimidos de las vigas). Sin embargo, si se conservan las relaciones ancho/grueso de patines y almas por debajo de ciertos límites y se coloca un contraventeo lateral adecuado, se logra que las dos formas de pandeo se retrasen lo suficiente para obtener un comportamiento satisfactorio. Las relaciones ancho/grueso y las distancias entre puntos soportados lateralmente que pueden aceptarse en un problema dado dependen del comportamiento que se espera que tenga la estructura; las restricciones serán máximas en zonas de formación de articulaciones plásticas en construcciones en áreas sísmicas, pues deben ser capaces de admitir rotaciones inelásticas importantes sin pérdida de resistencia por pandeo local o lateral.

Las curvas momento-deflexión de la fig. 3.1 describen el comportamiento de vigas con cargas de magnitud creciente perpendiculares a su eje, alojadas en el plano de simetría de sus secciones transversales.

La respuesta inicial, bajo cargas pequeñas, es elástica lineal, como lo muestra el primer tramo, recto, de las curvas. Si las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen la viga, y el contraventeo lateral de que está provista, son adecuados para posponer la falla por pandeo local y lateral hasta que se presenten deformaciones plásticas importantes, el comportamiento elástico lineal termina cuando la suma de los esfuerzos normales producidos por las cargas y los residuales existentes en la viga llega, en algún punto, al esfuerzo de fluencia σ_y . (Punto A de la curva con línea continua de la fig. 3.1).

Cuando crece la carga fluye plásticamente una porción cada vez mayor del material, la capacidad de la viga para soportar incrementos adicionales de carga disminuye, y desaparece cuando el momento flexionante iguala al plástico resistente, M_p , en la sección crítica. (Esto sucede cuando la viga es isostática; de

no serlo, su resistencia máxima no se alcanza cuando se forma la primera articulación plástica, sino cuando se convierte en un mecanismo). A partir de instante (punto D) la curva es aproximadamente horizontal; la deformación crece, sin cambio apreciable en la carga, hasta ser varias veces mayor que la que corresponde a la iniciación del flujo plástico. Por último, después de una deformación considerable, el acero entra en el intervalo de endurecimiento por deformación, y el momento resistente sobrepasa a M_p .

El comportamiento que se acaba de describir (curva llena OADB) es el más deseable desde los puntos de vista de resistencia y capacidad de rotación; corresponde a un caso ideal, que rara vez se presenta en las estructuras.

La situación más común en vigas reales de proporciones adecuadas y con contraventeo lateral suficiente es la representada por la curva OADNC; el momento resistente no se incrementa por endurecimiento por deformación, pero se alcanza el momento plástico del perfil, que se conserva durante deformaciones importantes.

OADE corresponde a una variación rápida del momento flexionante a largo del eje (en la vecindad de una carga concentrada o en los extremos de vigas de marcos rígidos, por ejemplo). El endurecimiento por deformación en la zona de momento máximo hace que éste suba por encima de M_p ; después la curva desciende, al iniciarse fenómenos de pandeo local y lateral.

Las curvas OAFG, OAHJ y OJK describen comportamientos que terminan con fallas por pandeo lateral o local, o por una combinación de ambos, las dos primeras en el intervalo inelástico y la tercera en el elástico.

La curva OADB representa el mejor comportamiento posible; la OADC es también satisfactoria si el tramo DN; de deformación creciente bajo momento M_p constante, tiene amplitud suficiente para que la ductilidad de la barra sea adecuada para el trabajo correcto de la estructura. Estas curvas carga-deflexión suelen representarse, de manera idealizada, por dos líneas rectas, una inclinada, OL, correspondiente al intervalo elástico, y otra horizontal, LM, de amplitud indeterminada, que describe el comportamiento plástico, caracterizado por deformaciones crecientes bajo momento constante.

Clasificación de las secciones y relaciones ancho/grueso máximas.

Si el pandeo lateral no es crítico, la resistencia de las barras en flexión se agota cuando se pandea localmente alguno de sus elementos planos. El pandeo local del patín comprimido es de primera importancia en vigas, pero también puede pandearse el alma (o las almas, en secciones en cajón), sobre todo en trabes armadas esbeltas, o los patines y almas de columnas comprimidas axialmente o flexocomprimidas.

La resistencia a la flexión de vigas con soporte lateral suficiente para que el pandeo lateral no sea crítico depende de las relaciones ancho/grueso de las placas que las forman; si son demasiado esbeltas, el pandeo local puede impedir que se alcancen los momentos M_p o M_y . (M_p es el momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión, con la sección transversal completamente plastificada, y M_y es el que corresponde a la iniciación del flujo plástico, en los puntos de la sección más alejados del eje de flexión).

En la fig. 3.2 se han trazado las curvas momento-deflexión de vigas compuestas por placas de diferentes relaciones ancho/grueso.

La curva característica de las secciones tipo 1 representa el comportamiento más favorable; el momento resistente llega a M_p y lo supera ligeramente, mientras crecen las deflexiones. Eventualmente, después de deflexiones inelásticas importantes, la resistencia empieza a disminuir cuando se inicia el pandeo local del patín comprimido o del alma.

También las secciones tipo 2 pueden desarrollar el momento plástico M_p , pero su capacidad de deformación inelástica bajo momento constante es mucho menor que la de las secciones tipo 1; la disminución de resistencia, ocasionada por pandeo local, se inicia poco después de que el momento alcanza, o supera ligeramente, ese valor. Los requisitos relativos a las relaciones ancho/grueso de los elementos planos son menos estrictos que en las secciones tipo 1, puesto que se exigen deformaciones inelásticas menores.

Las placas que componen las secciones tipo 3, más esbeltas, se pandean localmente cuando el momento es menor que M_p ; sin embargo, permiten que se

alcance el momento M_y . las secciones tipo 3 no tienen capacidad de deformación.

Por último, son secciones tipo 4 las formadas por placas tan esbeltas que se pandean localmente antes de que el momento llegue a M_y ; su resistencia a la flexión se expresa en función de las relaciones ancho/grueso de sus elementos planos.

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Ref. 1) se indican los estados límite de resistencia correspondientes a los cuatro tipos de secciones:

Secciones tipo 1. Desarrollo del momento plástico en vigas y del momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, con capacidad de rotación suficiente para poder ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente. Reciben el nombre de "secciones para diseño plástico".*

Secciones tipo 2. El estado límite de resistencia es el mismo que el de las tipo 1, pero sin requisitos de capacidad de rotación. Se conocen también como "secciones compactas".*

Secciones tipo 3 (o "secciones no compactas"). Desarrollo del momento correspondiente al inicio del flujo plástico en vigas, o de ese momento, reducido por compresión, en barras flexocomprimidas.

Secciones tipo 4 ("secciones esbeltas"). Pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

En miembros en compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, pues dada su forma de trabajo esta propiedad no es significativa; por ésto, los límites de almas y patines comprimidos axialmente son los mismos para las secciones 1 a 3.

* Más adelante se demuestra que las secciones tipo 2 tienen capacidad de rotación suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente que se -- construirán en zonas no sísmicas, y que la capacidad de rotación de las secciones tipo 1 las hace adecuadas para vigas de estructuras en las que se requiere un elevado factor de ductilidad, como son los edificios de varios pisos en zonas de alta sismicidad.

Pandeo local de los patines.

El patín comprimido de una viga está en condiciones parecidas a las de una columna en compresión axial. Si se evita su desplazamiento lateral por medio de un contraventeo adecuado, y el alma es suficientemente robusta para impedir el pandeo en el plano vertical (esta condición se cumple casi siempre; son excepciones las trabes armadas de alma muy esbelta), la única forma de pandeo posible es por torsión, acompañada por una rotación del alma.

En la fig. 3.3 se muestran esquemáticamente el patín comprimido, la sección transversal original de la viga, y la configuración deformada que adopta al pandearse.

Cuando el momento alcanza el valor crítico el patín gira alrededor de su unión con el alma, la sección transversal deja de ser simétrica y las deformaciones adicionales ocasionan una rápida reducción de la resistencia a la flexión.

En la fig. 3.4 se ha trazado la curva momento-rotación de una viga de sección I, libremente apoyada, flexionada alrededor de su eje de mayor momento de inercia por una carga aplicada en el centro del claro. El cambio de pendiente en cada apoyo es $\theta/2$, y $\theta_p = M_p L/EI$ es la suma de las rotaciones en los dos extremos que correspondería al instante en que se forma una articulación plástica en la sección media de la viga ($M_c = M_p$) si su comportamiento fuese elástico hasta ese instante (punto A de la curva y fig. 3.5a). Las dos rectas trazadas con línea interrumpida, OA y AB, representan el comportamiento supuesto en la teoría plástica simple.

La línea continua, que muestra el comportamiento real, se separa del idealizado cuando comienza el flujo plástico; sin embargo, el momento resistente sigue creciendo, y eventualmente sobrepasa a M_p , a causa del endurecimiento por deformación de las fibras exteriores.

El pandeo local, que se inicia en la porción plástica del patín comprimido, ocasiona una caída en la resistencia a la flexión.

El comportamiento que se acaba de describir es típico de vigas con momentos flexionantes que varían con cierta rapidez en la vecindad de la sección crítica.

La "capacidad de rotación" de la viga se define como

$$R = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1 \quad (3.1)$$

θ_u es la rotación correspondiente al punto en que la rama descendente de la curva de la fig. 3.4 cruza la recta horizontal $M = M_p$, y θ_p , que ya se ha definido, es la rotación elástica ficticia representada por la abscisa del punto A.

R vale cero cuando el miembro resiste el momento M_p pero no puede conservarlo si las rotaciones crecen por encima de θ_p , pues en ese caso $\theta_u = \theta_p$. Es lo que sucede, teóricamente, en las secciones tipo 2, aunque las vigas reales de este tipo tienen una pequeña capacidad de rotación.

El ángulo que gira la articulación plástica entre los puntos A y B de la fig. 3.4 es $\theta_H = \theta_u - \theta_p$, igual a la suma de rotaciones en los extremos de la viga desde que el momento en el centro del claro alcanza el valor M_p (suponiendo comportamiento elástico hasta entonces) hasta que vuelve a adquirir ese valor, en la rama descendente de la curva (figs. 3.4 y 3.5); los desplazamientos δ de eje de la viga, en ese intervalo, se deben exclusivamente a las rotaciones en los apoyos y en la articulación plástica.

Para que la resistencia de una estructura iguale o exceda la predicha por la teoría plástica simple, la capacidad de rotación de los miembros que la componen, en las secciones en que aparecerán las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso, debe ser igual o mayor que la requerida para la formación de ese mecanismo.

Se tiene abundante información experimental sobre las relaciones, en el intervalo plástico, entre las longitudes no soportadas lateralmente, los cocientes ancho/grueso de patines y alma, y la capacidad de rotación de las vigas, pero no existe ningún método de análisis que incluya esa información de manera satisfactoria. Además, aunque se contase con ese método, su utilidad en problemas rutinarios de diseño sería cuestionable, pues no es práctico determinar en cada caso la capacidad de rotación requerida en cada articulación plástica para alcanzar el nivel deseado de redistribución de momentos. El proceso es difícil, largo y poco confiable; además, a causa del endurecimiento por deformación,

rotaciones plásticas necesarias son significativamente menores que las calculadas suponiendo un comportamiento elastoplástico ideal.

En normas y especificaciones de diseño se ha seguido, en general, un enfoque más realista, que consiste en proporcionar reglas para controlar el pandeo lateral y el local hasta que se desarrollen rotaciones plásticas suficientes en la mayoría de las estructuras ordinarias.

Se han hecho estudios que demuestran que las capacidades de rotación requeridas en estructuras típicas diseñadas plásticamente son pequeñas, menores de dos, y aún cuando las demandas teóricas sean grandes, disminuyen drásticamente para cargas muy poco menores que la máxima.

Las reglas para controlar la inestabilidad local de miembros en flexión incluidas en las especificaciones del AISC (refs. 2 y 3) están basadas en que en la mayoría de las estructuras propias de la ingeniería civil es suficiente contar con capacidades de rotación no menores de tres (lo que equivale a admitir deformaciones unitarias cuatro veces mayores que las correspondientes a la terminación del comportamiento elástico), para que puedan tener lugar las redistribuciones de momentos necesarias para la formación del mecanismo de colapso.

Se ha obtenido una relación experimental entre el cociente $b/2t$, donde b es el ancho y t el grueso del patín, y la capacidad de rotación R , regida por el pandeo local del patín comprimido, de vigas bajo momentos que disminuyen con rapidez a los lados de la sección crítica. (Las condiciones son muy parecidas cuando el momento flexionante es aproximadamente constante en la zona en que se forma la articulación plástica). Para $R = 3$, se tiene

$$\frac{b}{2t} \sqrt{\frac{F_y}{3100} \cdot \frac{E}{E_{ed}}} \leq 8.0$$

El valor medio del módulo de endurecimiento por deformación E_{ed} es 42 200 kg/cm², con una desviación estándar de 10 550 Kg/cm²; tomando $E_{rd} = 31650$ Kg/cm², es decir, una desviación estándar debajo del valor medio, debido a la poca confiabilidad de estas cifras, y haciendo $E = 2039000$ Kg/cm², se llega a

$$\frac{b}{2t} \leq \sqrt{\frac{555}{F_y}}$$

que es casi igual a la relación indicada en las especificaciones AISC de 1989 (ref. 2) para que una sección I en flexión sea considerada compacta, desde el punto de vista del cociente de ancho/grueso de sus patines, y en AISC/LRFD (ref. 3) para que el perfil pueda utilizarse en estructuras diseñadas plásticamente.

En las regiones en las que se formarán, eventualmente, las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso de muchas estructuras construidas en zonas de alta sismicidad, se requieren capacidades de rotación muy superiores a las mencionadas arriba. Se ha sugerido que para que una estructura desarrolle una ductilidad de conjunto de 3 a 5 los factores de ductilidad de entrepiso pueden estar comprendidos entre 3 y 8 ó 10, y los de los miembros individuales estarán, probablemente, en el intervalo de 5 a 15, o aún más. En estos casos es prudente dimensionar los miembros estructurales de manera que, al menos en las zonas de formación de articulaciones plásticas, tengan capacidades de rotación de 9 ó 10.

Utilizando los resultados experimentales mencionados arriba, se encuentra que para que R sea igual a 10 se requiere que el patín comprimido de las secciones I y H satisfaga la condición

$$\frac{b}{2t} \leq \frac{437}{\sqrt{F_y}}$$

Este es el valor especificado en las recomendaciones del AISC para diseño sísmico de edificios con estructura de acero (ref. 4).

Los dos límites que se acaban de determinar coinciden, muy aceptablemente, con los especificados en la Tabla 2.3.1 de la ref. 1 para patines de secciones I, H o T, y de canales, en flexión, de los tipos 1 y 2. Desde el punto de vista de la relación ancho/grueso de los patines, las secciones tipo 2 tienen capacidades de rotación comprendidas entre 2 y 3, y las tipo 1 pueden emplearse en estructuras en las que se necesite un factor de ductilidad elevado, como en los edificios de varios pisos construidos en zonas sísmicas.

Los límites superiores de las secciones tipo 3 se obtienen utilizando la teoría del pandeo elástico de placas, y ajustando las relaciones ancho/grueso

los patines para que no se pandeen localmente antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia F_y . Estas secciones no pueden utilizarse en zonas en las que deban formarse articulaciones plásticas, pero sí se emplean en regiones de la estructura que se mantienen en el intervalo elástico durante todo el proceso de carga.

Los límites de las relaciones ancho/grueso de los patines de secciones I, H o T, y de canales, en compresión pura, son los mismos para las secciones tipo 1 a 3; ésto se debe a que en elementos comprimidos axialmente no se requiere capacidad de rotación, por lo que basta dimensionarlos para que se alcance el esfuerzo de fluencia, F_y , sin pandeo local prematuro. En columnas esbeltas, que fallan por pandeo de conjunto bajo esfuerzos menores que F_y , puede incrementarse la relación ancho/grueso de los elementos planos, pues no tiene objeto posponer el pandeo local hasta que el esfuerzo de compresión llegue al límite de fluencia si el miembro completo falla bajo esfuerzos menores.

Otros elementos comprimidos.

Las relaciones ancho/grueso que aparecen en la Tabla 2.3.1 de la ref. 1 para elementos planos comprimidos de otros tipos, se han obtenido siguiendo caminos semejantes a los descritos para patines de secciones H e I, teniendo en cuenta sus condiciones de apoyo en los bordes longitudinales. Como los patines de las secciones en cajón están apoyados en los dos bordes longitudinales, su resistencia al pandeo local es mayor que la de los patines de vigas, y las relaciones ancho/grueso que separan los diversos tipos de sección son considerablemente más grandes.

Las almas de columnas de secciones I o H del tipo 3, comprimidas axialmente, se encuentran en condiciones semejantes a las de los patines en compresión de vigas de sección transversal rectangular hueca del mismo tipo, por lo que se especifica la misma relación ancho/grueso: la que corresponde a la aparición del esfuerzo F_y , sin pandeo prematuro. En las columnas en compresión pura se conserva el mismo límite para los otros dos tipos de sección, dado que no requieren capacidad de rotación.

Pandeo local de almas en flexión.

Los límites impuestos a la relación peralte/grueso de las almas tienen el mismo objeto que los prescritos para los patines: lograr que el comporta-

miento de los elementos planos individuales sea el que corresponde al tipo de sección transversal considerado.

En vigas de proporciones normales el pandeo local del alma no suele ser crítico, pues el estado de esfuerzos al que está sometida es mucho menos severo que el del patín comprimido, y sus condiciones de apoyo son más favorables.

El límite de la relación ancho/grueso del alma de barras en flexión del tipo 1 proviene de estudios teóricos y experimentales, y el de las secciones tipo 2 es principalmente de carácter experimental.

Pandeo local de patines y almas de barras flexocomprimidas.

Los elementos planos que componen las columnas flexocomprimidas de sección tipo 1 ó 2 tienen robustez suficiente para que la columna resista el momento plástico reducido por fuerza axial, M_{pc} .

Los requisitos que han de cumplir los patines comprimidos son los mismos que en las vigas, por lo que se utilizan límites iguales de las relaciones ancho/grueso.

El comportamiento de las placas de alma, sometidas a flexocompresión, es más complicado; depende, en buena medida, de los valores relativos de la fuerza axial y del momento flexionante. Los límites de las relaciones ancho/grueso de almas flexocomprimidas de secciones I o H que formarán parte de estructuras construidas en zonas sísmicas se han determinado por medio de estudios de carácter principalmente experimental.

4. ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Las estructuras reticulares están formadas, en todos los casos, por vigas, columnas y uniones; puede haber, además, contraventeos verticales o muros de rigidez, pero éstos, aunque convenientes en ocasiones, no son indispensables (Fig. 4.1).

Las vigas soportan el sistema de piso; reciben, a través de él, las cargas verticales, y las transmiten a las columnas; además, hacen que las columnas de marcos sin contraventeo puedan adoptar la configuración necesaria para resistir fuerzas horizontales, y contribuyen a la rigidez lateral del conjunto; en marcos contraventeados forman parte del sistema que resiste las fuerzas horizontales.

Como la operación de los edificios exige que los pisos sean horizontales, las vigas de las construcciones urbanas tienen siempre esa posición; ^{por eso las vigas} ~~esta es la~~ ~~son uno de los elementos estructurales más importantes, porque aunque son poco~~ ~~razón de ser de las vigas, que son poco~~ eficientes estructuralmente, pero permiten crear los espacios necesarios para el desarrollo de las actividades de los ocupantes de las edificaciones.

Obran sobre ellas fuerzas transversales y momentos aplicados en los extremos, que aparecen por la continuidad con el resto de la estructura; deben diseñarse para que resistan momentos flexionantes y fuerzas cortantes; las fuerzas normales ^{significativas,} ~~suelen ser despreciables,~~ excepto en crujeas contraventeadas.

Las columnas, de eje casi siempre vertical, soportan las cargas que reciben de los tramos superiores y de las vigas que se apoyan directamente en ellas, llevándolas eventualmente a la cimentación, así como los momentos producidos por la continuidad con las vigas. Además, deben ayudar a soportar las fuerzas horizontales en marcos contraventeados y resistirlas, por sí solas, en los que no tienen contraventeos ni muros de rigidez; también contribuyen a darle a la estructura la rigidez lateral necesaria para evitar problemas de inestabilidad de conjunto y para mantener los desplazamientos, en condiciones de servicio, dentro de límites admisibles. Trabajan en flexocompresión (la compresión axial es una condición poco frecuente), y los efectos de las fuerzas cortantes suelen ser insignificantes. La flexocompresión es casi siempre biaxial, pues cada

columna suele formar parte de dos marcos, frecuentemente ortogonales, que se cruzan en ella.

Las uniones transmiten los elementos mecánicos, momentos flexionantes, fuerzas cortantes y normales, de las vigas a las columnas y viceversa, así como las fuerzas de las diagonales de contraventeo al marco, ~~propriadamente dicho~~, para que todos los elementos de la estructura trabajen en conjunto.

Hasta hace poco tiempo las uniones se trataban como simples puntos de intersección de varias barras; en la actualidad se reconoce su importante papel en el trabajo de conjunto de las estructuras, por lo que el diseño no se limita, como antes, al de los ángulos, placas, y sujetadores que unen a las vigas con las columnas, sino abarca también la revisión de la junta propriadamente dicha, es decir, de la zona común a todas las barras.

La importancia de las conexiones en la respuesta de estructuras sometidas a sismos intensos, y el gran número de fenómenos especiales que deben considerarse en su diseño, hacen aconsejable tratarlas por separado, después de estudiar el comportamiento de vigas, columnas y contravientos.

Los contravientos y los muros de rigidez son elementos situados en planos verticales que contribuyen a resistir las fuerzas horizontales, a evitar fenómenos de inestabilidad de conjunto y a mejorar la rigidez lateral. En marcos de varios pisos se emplean muros de rigidez de tabique o de concreto reforzado, o contravientos compuestos por elementos de acero estructural colocados en diagonal, en V, o con ~~alguna~~ otra configuración adecuada.

Las fuerzas horizontales pueden ser resistidas en su totalidad por muros de rigidez de concreto o por armaduras verticales formadas por vigas, columnas y diagonales, unidas entre sí por medio de conexiones flexibles; sin embargo, estos sistemas son poco dúctiles por lo que, aunque se emplean con frecuencia en estructuras que sólo deben resistir fuerzas de viento, en zonas sísmicas suelen usarse combinados con marcos rígidos.

En las últimas décadas se han efectuado numerosos estudios, teóricos y experimentales, para determinar si las normas que se utilizan en el diseño de

estructuras con carga estática son aplicables a las construidas en áreas sísmicas y, de no serlo, de qué manera deben modificarse. Se ha encontrado que las normas mencionadas son válidas en sus aspectos principales; en lo que sigue se discuten ~~las~~ modificaciones y adiciones necesarias para obtener estructuras que trabajen adecuadamente bajo solicitaciones sísmicas severas. No se mencionan los aspectos relativos a las relaciones ancho/grueso de los elementos planos de las secciones transversales porque se tratan en otro apartado.

Los requisitos ^{siguientes} ~~que se indican a continuación~~ deben ser satisfechos para que un marco rígido sea considerado marco dúctil; se aplican, de acuerdo con el Reglamento del D. F., a marcos rígidos diseñados con factores Q de comportamiento sísmico iguales a 3 ó 4.-

VIGAS. Para que un elemento estructural sea considerado una viga debe trabajar predominantemente en flexión; pueden actuar en ella fuerzas axiales de diseño nulas o pequeñas, que no excedan de $P_y/10$, donde $P_y = A F_y$.

Conviene asegurarse de que las vigas tienen características para las que se ha demostrado, experimentalmente y por su comportamiento durante temblores reales, que cumplen las condiciones necesarias para formar parte de estructuras dúctiles; entre las más importantes están las siguientes:

El claro libre no debe ser menor que cinco veces el peralte de la sección transversal, ni el ancho de los patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna en la que se apoya la viga.

El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga; ~~se evita así este requisito tiene por objeto evitar~~ momentos en las columnas que no suelen considerarse ni en el análisis ni en el diseño, ^{se reducen} ~~y reducen~~ a un mínimo las torsiones y otros efectos que es difícil incluir en el diseño de las juntas.

Las secciones transversales ^{han de} ~~deben~~ tener dos ejes de simetría, uno vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal; los dos ejes deben conservarse cuando se utilicen cubreplacas para aumentar la resistencia de la sección.

La soldadura entre el alma y los patines de vigas formadas por placas ~~soldadas~~ debe ser continua, para evitar problemas de pandeo local en el patín comprimido entre segmentos de soldaduras y eliminar las concentraciones de esfuerzos en los extremos de los cordones interrumpidos, pero puede, en general, diseñarse para transmitir los esfuerzos cortantes horizontales que le corresponden, lo que suele llevar a cordones de tamaño mínimo. Sin embargo, en las zonas de formación de articulaciones plásticas las soldaduras han de desarrollar la resistencia total, en cortante, del alma o almas, para que cuando se formen y giren las articulaciones no haya fallas prematuras por cortante en los planos de unión de las placas que constituyen el perfil.

Siempre que sea posible deben evitarse los agujeros en las zonas de formación de articulaciones plásticas, pues las concentraciones de esfuerzos que se presentan en el material cercano pueden ocasionar, bajo carga cíclica, la aparición de grietas, que producirían disminuciones importantes en la capacidad de rotación del miembro. Cuando los agujeros sean inevitables, se harán con un proceso que elimine el material altamente deformado, y en ocasiones agrietado, que rodea a los agujeros punzonados.

En aceros que tengan un esfuerzo mínimo especificado de ruptura menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínimo no se permite que se formen articulaciones plásticas en zonas en que se haya reducido el área de los patines, ya sea por agujeros para tornillos o por otra causa cualquiera; esto se debe a que en aceros con poco endurecimiento por deformación se reduce la amplitud de las articulaciones plásticas, aumentan las deformaciones inelásticas por unidad de longitud, y se acrecientan los problemas ocasionados por las discontinuidades geométricas.

No debe hacerse ningún tipo de empalme en la viga propiamente dicha, o en sus cubreplacas, en zonas de formación de articulaciones plásticas.

La fuerza cortante no suele ocasionar fallas de tipo frágil en vigas de acero de alma llena; sin embargo, si es demasiado elevada puede reducir la capacidad de la viga para resistir flexión (es decir, puede evitar que se ^{llegue al} ~~alcance~~ momento plástico) y, además, ocasiona incrementos importantes en las deformaciones. Por las razones anteriores, no conviene que se alcance la resistencia

máxima en cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso; ~~esto se evita diseñando~~ ^{para ello, se} la viga para que resista la fuerza cortante máxima ^{posible,} ~~que puede aparecer en ella,~~ que corresponde a la formación de articulaciones plásticas en sus dos extremos, o en un extremo y en la zona central, dependiendo de los valores relativos de los momentos ocasionados por carga vertical y por sismo. Los momentos en las articulaciones plásticas se calculan sin factor de resistencia, con lo que se tiene una condición más desfavorable, pues aumentan las fuerzas cortantes, y se evalúan con un esfuerzo igual a $1.25 F_y$ (se consideran iguales a $1.25 F_y Z = 1.25 M_p$) para tener en cuenta el endurecimiento por deformación que se presenta durante las grandes rotaciones de las articulaciones plásticas.

En la Fig. 4.1 se muestran las condiciones en que se encontrará una viga al formarse el mecanismo de colapso del entrepiso, cuando los momentos por sismo son mayores que los de carga vertical, y se indican los valores de las fuerzas cortantes máximas, en los extremos.

En los niveles superiores de los marcos es frecuente que el mecanismo sea el de la Fig. 4.2; ~~en ese caso,~~ las fuerzas cortantes máximas se calculan con momentos $1.25 M_p$ en las dos articulaciones plásticas. ~~Conocidos esos momentos y el de carga vertical, el momento en el extremo izquierdo de la viga se determina sin dificultad/.~~

Como una opción, en la ref. 1 se permite hacer el dimensionamiento con las fuerzas cortantes de diseño obtenidas en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia reducido, igual a 0.70.

La fuerza cortante no suele ser crítica, ~~en el diseño de las vigas de los marcos dúctiles,~~ ^{pero} ~~aunque~~ puede llegar a serlo cuando los claros son muy ^{pequeños,} ~~reducidos.~~

Han de soportarse lateralmente todas las secciones en las que puedan formarse articulaciones plásticas y secciones suficientemente cercanas a ellas para evitar que las vigas fallen por pandeo lateral por flexotorsión, antes de que se forme el mecanismo de colapso.

La longitud no soportada lateralmente, $L_p = 1250 r_y / \sqrt{F_y}$, permite capacidades de rotación en las articulaciones del orden de 10, suficientes para vigas de marcos dúctiles de sección transversal I o H.

Bajo carga vertical, los patines inferiores de los extremos de las vigas trabajan en compresión, y durante un evento sísmico pueden quedar sometidos a tensiones y compresiones alternadas; en esas condiciones, no basta con que el patín superior esté soportado lateralmente, por ejemplo por la losa de concreto del sistema de piso, sino debe impedirse también el desplazamiento lateral del patín inferior, ya sea por medio de elementos exteriores de contraventeo o fijando angularmente el superior y colocando atiesadores verticales, normales al alma, entre los dos patines.

COLUMNAS (miembros flexocomprimidos). Son miembros flexocomprimidos, sean columnas o de cualquier otro tipo, los que tienen una fuerza axial de diseño mayor que $P_y/10$.

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0, y la dimensión menor será de 20 cm o más. Si la sección es H, el ancho de los patines no excederá del peralte total, la relación peralte/ancho del patín no será mayor de 1.5, y el ancho de los patines será de 20 cm o más.

Como en las vigas, con los requisitos anteriores se busca obtener miembros semejantes a los que se han estudiado hasta ahora, evitando problemas que no se han presentado en ellos, pero que podrían aparecer en columnas de características muy diferentes.

La relación de esbeltez no excederá de 60. Esta condición se cumple casi siempre en ~~las columnas de~~ los edificios; con ella se busca que la ductilidad de los marcos no disminuya significativamente por problemas de inestabilidad.

En el diseño con vigas débiles-columnas resistentes no se espera que aparezcan articulaciones plásticas en las columnas; sin embargo, es probable que el material de sus extremos se salga, en ocasiones, del intervalo elástico, por lo que conviene que las columnas tengan, al menos, secciones transversales tipo 2, capaces de admitir rotaciones plásticas limitadas. Cuando se espere que se formen articulaciones plásticas en las columnas (como sucede, cuando menos, en sus extremos inferiores, ligados con la cimentación) sus secciones transversales habrán de ser tipo 1. Estos requisitos se satisfacen de manera casi automática,

pues las secciones transversales de las columnas casi siempre son robustas, al menos en edificios de más de 3 ó 4 pisos.

Resistencia mínima en flexión. Las resistencias en flexión de las columnas que concurren en un nudo deben satisfacer la condición dada en . Cuando se cumple esa condición disminuye la probabilidad de que se formen articulaciones plásticas en las columnas, con lo que se evitan los mecanismos de falla lateral de un solo entrepiso (Fig. 4.3) y se propicia que el mecanismo de colapso abarque la mayor parte de la estructura, con articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas. La capacidad de disipación de energía del segundo mecanismo es mucho mayor que la del primero, al mismo tiempo que disminuye la demanda de ductilidad en las articulaciones plásticas, ^{además,} que se forman en las vigas. Además, Si la falla lateral de un entrepiso ocurre en la parte baja de la estructura, crece la importancia de los efectos de segundo orden en las columnas del entrepiso dañado, ocasionados por la interacción de cargas verticales y desplazamientos laterales, lo que aumenta el riesgo de un colapso súbito del edificio.

La importancia de que no haya articulaciones plásticas en las columnas es mayor en los primeros entrepisos de edificios altos; se puede ser menos estricto en este aspecto en construcciones de uno o dos niveles y en los últimos pisos de edificios de mayor altura, y en algunos casos puede admitirse que ciertas columnas fluyan plásticamente si las restantes permanecen en el intervalo elástico e impiden que se forme el mecanismo de falla lateral del entrepiso.

^L
En las normas de Nueva Zelanda ~~se~~ permiten que se formen mecanismos de colapso de entrepisos aislados en edificios de uno o dos pisos y en el entrepiso superior de construcciones altas, porque en esos casos la demanda de capacidad de rotación en las articulaciones plásticas de las columnas es reducida, y puede ser satisfecha; en todos los casos restantes debe buscarse que las articulaciones se formen en las vigas. La referencia citada se refiere a estructuras de concreto, por lo que en marcos dúctiles de acero se puede ser, seguramente, un poco más liberal.

Como una opción, en la ref. 1 se permite ~~basar el dimensionamiento de~~ las columnas con los elementos mecánicos de diseño obtenidos en el análisis, reduciendo

do el factor de resistencia de 0.9 a 0.7, con lo que ya no se requiere satisfacer la condición .

Lo mismo que en las vigas, se busca que en las columnas no se presenten fallas por cortante. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtiene del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual a la altura libre y suponiendo que obran en sus extremos momentos del mismo sentido (la columna se flexiona en curvatura doble), de magnitud igual al ~~los~~ ^{los} momentos máximos resistentes ~~de las columnas~~ en el plano en estudio, que valen $Z_c (F_{yc} - F_a)$.

Aunque el criterio general de diseño está basado en la formación de articulaciones plásticas en las vigas, siempre hay la posibilidad de que se articulen los dos extremos de alguna columna, por lo que la fuerza cortante de diseño es la que corresponde a esa condición.

Los requisitos de esta sección ^{influyen} ~~deben influir~~ en el diseño de las columnas sólo en casos poco comunes.

Cuando las columnas se diseñen por flexocompresión con el procedimiento optativo indicado arriba, la revisión por fuerza cortante se realizará con la fuerza de diseño obtenida en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia de 0.7.

Cuando $P_u / F_R P_n > 0.5$, donde P_u es la fuerza axial de diseño en la columna y P_n su resistencia nominal en compresión, en la ref. 4 se recomienda que además de las condiciones de carga usuales se consideren las dos siguientes, en el diseño de columnas:

$$\text{Compresión axial.} - 1.2 C_M + 0.5 C_V + 0.4 Q C_S \leq F_R P_n$$

donde el producto $0.4Q$ se tomará, como mínimo, igual a 1.0.

En garages, áreas destinadas a reuniones públicas, y ^{en todos los casos en} ~~siempre~~ que la carga viva sea mayor de 500 Kg/m^2 , el factor que multiplica a C_V se hará igual a 1.0

Tensión axial.- $0.90 CM - 0.4 QCS \leq F_R P_n$

El producto $0.4Q$ se tomará, como mínimo, igual a 1.0.

CM, CV y CS indican efectos producidos por carga muerta, carga viva y sismo, y Q es el factor de comportamiento sísmico especificado en el Reglamento.

Pueden tomarse como límite superior de las cargas obtenidas como se indica los valores siguientes:

La carga máxima transmitida a la columna, considerada igual a 1.25 veces la suma de las resistencias de las vigas y elementos de contraventeo que lleguen a ella.

El valor determinado por la capacidad de la cimentación para resistir fuerzas hacia arriba producidas por el volteo de la estructura.

Las ~~estas~~ dos condiciones, la primera para compresión con carga viva reducida, y la segunda para tensión con carga muerta reducida y sin carga viva, deben satisfacerse sin incluir efectos de flexión.

Tienen por objeto ~~incluir~~ ^{considerar} en el diseño los efectos de fuerzas axiales que, durante un sismo intenso, pueden exceder los obtenidos en el análisis, como un resultado de la reducción de las fuerzas laterales por comportamiento inelástico, de la estimación de fuerzas de volteo menores que las reales y de las aceleraciones verticales, que no se incluyen específicamente como acciones de diseño.

CONTRAVENTEOS.

Los contraventres de acero son elementos estructurales muy efectivos para resistir fuerzas laterales. No solamente ayudan a resistir las acciones producidas por sismos de gran intensidad, sino también reducen a un mínimo los desplazamientos de entrepiso ocasionados por temblores menores o vientos intensos. Los contraventeos se usan con frecuencia en edificios altos, plantas industriales y, en general, ^{en} estructuras de todos los tipos.

Si una diagonal de contraventeo es muy corta y no se pandea^a, su gráfica fuerza axial-deformación axial es idéntica en forma a la relación esfuerzo-deformación del material (Fig. 4.4a). En el otro extremo, los ciclos histeréticos de los contraventeos muy largos son como los de la Fig. 4.4b, en los que la resistencia permanece igual a cero mientras el contraventeo está contraído, y las fuerzas horizontales son resistidas, por completo, por flexión lateral del marco que lo contiene.

El comportamiento histerético de los contraventeos de esbeltez media, como los que se usan en edificios reales, es más complejo (Fig. 4.4c); se ha efectuado un número importante de pruebas de laboratorio para identificar sus características más sobresalientes, que se ilustran en la Fig. 4.5. Cuando se invierte la fuerza, manteniendo una amplitud constante de la deformación axial, el primer ciclo histerético se parece al de la Fig. 4.4c; la resistencia máxima en compresión disminuye en el segundo ciclo, y sigue decreciendo en ciclos sucesivos de carga hasta que converge en una cierta resistencia última. La disminución de la resistencia en compresión se debe a una combinación del efecto de Bauschinger y de la amplificación de la región plastificada en la zona central del miembro. La resistencia máxima en tensión ^{cambia poco.} ~~experimenta pocos cambios.~~ La pérdida de resistencia en compresión se acelera cuando crece la relación de esbeltez ~~del contraventeo.~~

Estudiando experimentalmente diagonales ~~de contraventeo~~ formadas por dos ángulos espalda con espalda, unidas con placas a la estructura y sometidas a una historia de deformaciones cíclicas, se ha encontrado que el parámetro que más afecta su comportamiento es el plano en que se pandean, sea el del marco que contiene a la diagonal, o fuera de él. Los resultados que se comentan en lo que sigue provienen del estudio de diagonales sencillas, aunque en estructuras reales es más frecuente el empleo de diagonales cruzadas en X, una de las cuales trabaja en tensión mientras la otra está en compresión.

Los especímenes que se pandean en el plano del marco adoptan una configuración deformada similar a la de una columna con extremos empotrados comprimida axialmente, y los que se pandean fuera del plano toman la forma de una senoide, como la de una columna biarticulada. Por consiguiente, en el primer caso puede

adoptarse un factor de longitud efectiva K igual a 0.5, e igual a 1.0 en el segundo. Esos factores ~~de longitud efectiva~~ determinan la relación de esbeltez crítica y el modo de pandeo de los contraventeos sencillos formados por dos ángulos. (En otros estudios se ha encontrado que la longitud efectiva de contraventeos en X , con extremos empotrados, es aproximadamente igual a 0.6 de la de un contraventeo sencillo cuando el pandeo se presenta en el plano, y 0.7 cuando tiene lugar fuera de él).

En general, se forman tres articulaciones en los miembros de contraventeo, una en el centro y dos en los extremos; éstas aparecen en los ángulos, junto a las placas de conexión, cuando el pandeo es en el plano, y en las placas de conexión cuando es fuera de él.

En la ref. 4 se dan las recomendaciones siguientes para el diseño de miembros de contraventeo, basadas en los resultados experimentales mencionados:

Esbeltez. ~~La esbeltez~~ ^{N} no excederá de $6000/\sqrt{F_y}$ (120 para acero A36). Con este requisito se busca aumentar la capacidad de disipación de energía posterior al pandeo por flexión cíclica inelástica, que es prácticamente nula en barras más esbeltas.

Resistencia de diseño en compresión. Se toma igual a $0.8 F_R P_n$, es decir, al 80 por ciento de la resistencia de columnas con carga estática. ~~Esta~~ ^{la} reducción no se hace cuando se determina ^a la fuerza máxima que impone el contraventeo en otras partes de la estructura, para no subestimar su resistencia en los primeros ciclos de respuesta sísmica.

Relaciones ancho/grueso. Los perfiles utilizados serán tipo 1 ó 2, con lo que se evita un pandeo local prematuro.

Elementos de liga. En todos los miembros compuestos por varios perfiles, la primera unión entre ellos, soldada o atornillada, a uno y otro lado de la sección central, se diseñará para transmitir de un perfil a otro una fuerza igual al 50 por ciento de la resistencia nominal de uno de los perfiles. Se tendrán, cuando menos, dos puntos de unión, a distancias iguales de la sección

media. Estos requisitos se han obtenido del estudio experimental de miembros compuestos por dos ángulos o canales, por lo que pueden no ser adecuados para perfiles muy diferentes.

La separación entre uniones será tal que no sea crítico el pandeo individual de ninguno de los perfiles. En la sección media del contraventeo deben evitarse las uniones con tornillos, ya que en esas zonas se formarán articulaciones plásticas.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL INGENIERÍA DE SÍSMICA

MÓDULO V:

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA :

DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

**DR. OSCAR LÓPEZ BATIZ
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

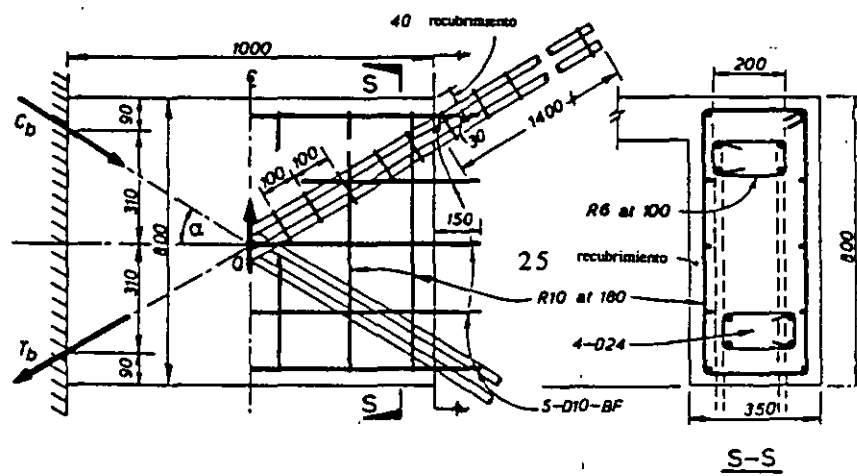


Fig. 21 Detalles del refuerzo de una viga de acoplamiento

**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA: Comportamiento Sísmico de Estructuras de Concreto

Oscar A. López Bátiz
Investigación, CENAPRED
DEPFI - UNAM

Referencia de las notas presentadas para el tema.

1. Oscar López Bátiz; "Estructuras de Concreto Reforzado (I), Aspectos fundamentales sobre elementos viga y columna, comentarios sobre estructuras de cimentación"; Curso: Seguridad Sísmica de las construcciones para directores responsables de obra, CENAPRED, Sep. 1994.
2. Sergio M. Alcocer; "Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado, Muros Estructurales"; Curso: Seguridad Sísmica de las construcciones para directores responsables de obra, CENAPRED, Sep. 1994.
3. Sergio M. Alcocer; "Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado, Uniones de Elementos"; Curso: Seguridad Sísmica de las construcciones para directores responsables de obra, CENAPRED, Sep. 1994.
4. Vitelmo V. Bertero; "Seismic Behavior of Structural Concrete Linear Elements (Beams, Columns), and Their Connections"; Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information No. 131, AICAP-CEB Symposium, Rome, Mai 1979, Vol.1 State of the Art Reports.
5. Oscar López Bátiz; "Avances en el Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado, Procedimiento de Diseño por Resistencia Ultima en Estructuras de Concreto Reforzado".

ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO (I)

Aspectos fundamentales sobre elementos viga y columna, comentarios sobre estructuras de cimentación

Oscar López Bátiz
CENAPRED
Delfin Madrigal 665, Coyoacán D.F.

1. Introducción.

Las estructuras de concreto reforzado son estructuras heterogéneas producto de la combinación o mezcla de materiales con características diferentes como son el concreto y el acero de refuerzo, los procedimientos de diseño para estas estructuras consideran las propiedades de estos materiales en sus planteamientos. El uso del concreto reforzado comenzó en la segunda mitad del siglo XIX, desde los inicios de su empleo hasta la actualidad, la calidad de ambos materiales se ha incrementado, también las tecnologías de construcción y los procedimientos de diseño han avanzado de manera que las estructuras de concreto reforzado son de reconocida importancia en los ámbitos arquitectónico e ingenieril. Principalmente, en las décadas recientes los avances en el conocimiento sobre el comportamiento de los materiales y las estructuras de concreto reforzado han sido importantes.

Entre las propiedades importantes del concreto reforzado se encuentran la gran resistencia al fuego y efectos de intemperismo, la estabilidad de su durabilidad, el poco costo que requiere la supervisión durante su construcción, la versatilidad para su empleo en formas arquitectónicas caprichosas, propiedades que constituyen la fuerza que genera avances en la tecnología y conocimientos sobre el concreto reforzado. Así, a partir del inicio del siglo XX, prácticamente cada país cuenta con códigos y manuales propios para diseño y construcción de este tipo de estructuras. Para lograr los códigos y manuales actuales para estructuras de concreto reforzado, en su elaboración y modificación se han incorporado tanto los materiales y técnicas comúnmente empleados, como aquellos avances logrados sobre calidad de los materiales y sobre las tecnologías de diseño y construcción. Sin embargo, debido a la velocidad con que se logran materiales nuevos y de mejor calidad, a la rapidez con que aparecen nuevas tecnologías en procesos constructivos y métodos de análisis estructural, surge la necesidad de revisar con mayor frecuencia la normatividad de diseño y construcción para este tipo de estructuras.

Respecto a procedimientos o métodos para diseño estructural de estructuras de concreto reforzado, a partir de 1953 el Comité Europeo del Concreto (CEB) inició un proceso de revisión de sus códigos y manuales. Durante los años 1964 y 1970, este comité introdujo un procedimiento nuevo, consistente en el diseño racional basado en la teoría de probabilidades y confiabilidad estructural.

Posterior a una recopilación de información experimental y teórica, se le dio forma a la última versión del código en 1991. Sin embargo, la muestra de información experimental todavía no es suficiente, provocando que el código CEB-1991 se constituya como una filosofía de diseño a considerar o una opción para desarrollar un diseño estructural lógico y razonado.

Los objetivos del diseño estructural, son proporcionar al dueño un inmueble que cubra las necesidades y con las características que desea, generalmente esas necesidades pueden resumirse como:

- 1) Asegurar, con una estructura, el proporcionamiento de un espacio vital para un propósito determinado.
- 2) Durante el período de vida útil, dicha estructura deberá satisfacer las condiciones de servicio para las que fue creada.
- 3) Los costos de construcción y mantenimiento, entre otros que conforman el costo total del inmueble, deberán tender a la optimización.

Respecto al segundo punto, las condiciones y características que deberá cubrir la estructura a diseñar variarán dependiendo de la función que se asigne al inmueble. En condiciones de servicio, una estructura deberá mantener su

estabilidad ante grandes deformaciones y vibraciones. En el caso de estructuras de concreto reforzado, donde la presencia de grietas de gran apertura facilitaría el efecto del intemperismo en el acero de refuerzo y la consecuente degradación de resistencia y rigidez, es necesario limitar el ancho máximo de grieta dentro de un valor determinado, el cual es considerado al plantear las formulaciones de resistencia en los códigos y reglamentos. De igual manera, las condiciones de servicio de una estructura deberán mantenerse ante la incidencia de carga cíclica, como son los casos del sismo y el viento.

Ante carga sísmica o de viento, el diseño de las estructuras se plantea para que mantenga su estabilidad total ante la incidencia de la carga o efecto máximo esperado durante el período de vida útil del inmueble por efecto de dichos fenómenos naturales.

2. Materiales.

2.1 Concreto.

Dentro de las Características mecánicas que posee el concreto, la de mayor importancia es la resistencia a la compresión axial (σ_B). Las resistencias a tensión, flexión, cortante, de adherencia, así como el módulo de elasticidad del concreto, presentan una fuerte relación con la resistencia a la compresión axial, por lo que se considera a esta propiedad como la representativa del concreto.

Cuando al concreto se le sujeta a esfuerzos monotónicamente crecientes, la estructura del mismo va sufriendo de fracturamiento en su estructura interna, por lo que la curva esfuerzo-deformación de este material se presenta como la mostrada en la Fig.1, en esta figura la curva presenta una pendiente que decrece a mayor esfuerzo y, aproximadamente a 0.2% de deformación se alcanza la resistencia máxima a compresión del material, posterior a esta deformación los esfuerzos en el concreto decrecen con rapidez alcanzándose el aplastamiento a una deformación unitaria de 0.3 a 0.4 %.

Debido a que la curva esfuerzo-deformación del concreto no es lineal, para determinar el módulo de elasticidad del material existen diferentes procedimientos. Un procedimiento comúnmente empleado es definir el módulo de elasticidad del concreto a partir de la curva esfuerzo-deformación, definiéndose como la pendiente de la secante al origen del punto de la curva para un esfuerzo de 1/3 la resistencia a compresión. También, el módulo de elasticidad del concreto se define en la mayoría de los códigos y reglamentos de diseño como función de la resistencia a compresión registrada en un ensaye uniaxial, y sin considerar el efecto de creep en el material se definen las siguientes ecuaciones:

$$\text{RDF} \quad E_c = 14000 \times (\sigma_B)^{0.5} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\text{ACI} \quad E_c = \gamma^{1.5} \times 0.14 (\sigma_B)^{0.5} \quad (\text{kgf/cm}^2, \text{ para valores } \gamma = 1440 \text{ a } 2480 \text{ kgf/m}^3)$$

$$\text{AIJ} \quad E_c = 2.1 \times 10^5 \times (\gamma/2.3)^{1.5} \times (\sigma_B/200)^{0.5} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

donde: RDF: Reglamento del Distrito Federal, México; ACI: Reglamento del Instituto del Concreto de los Estados Unidos de Norteamérica; AIJ: Reglamento del Instituto de Arquitectos de Japón; E_c : módulo de elasticidad del concreto; γ : peso volumétrico del concreto.

La resistencia a tensión del concreto tiene estrecha relación con la resistencia a compresión, para resistencias a la compresión entre 180 y 240 kgf/cm² la resistencia a tensión generalmente se considera como 1/10 de la resistencia a compresión obtenida de pruebas uniaxiales en cilindros estándar.

La resistencia a compresión del concreto y su capacidad de deformación varían notoriamente de acuerdo a los esfuerzos confinantes a los que esté sujeto el material. Así, en la Fig.2, se presentan los resultados de pruebas a compresión realizadas en cilindros de concreto sujetos a esfuerzos confinantes proporcionados con líquido dentro de una cámara triaxial. Se observa un incremento notable de la resistencia a compresión de los cilindros, sin embargo, al considerar el concreto dentro de un elemento estructural donde el confinamiento se lo proporcione el acero de refuerzo longitudinal y principalmente transversal, la distribución de esfuerzos confinantes no presenta la misma

mecánicos de la misma sección, producto de las cargas a las que se sujete el elemento (momento flexionante y carga axial).

El principio de Bernoulli es una hipótesis razonable en la zona a compresión del concreto, pero no es estrictamente aplicable en la vecindad del agrietamiento. Sin embargo, es aplicable a la deformación por tensión media de la zona agrietada. El principio de Bernoulli no se cumple totalmente en regiones sujetas a altos esfuerzos de cortante

3.1.2 Cálculo de la resistencia por flexión.

La resistencia última de un elemento bajo un estado de esfuerzos producto de flexión se define cuando la deformación unitaria máxima en el concreto de la fibra extrema a compresión de la sección transversal analizada alcanza un valor especificado, para el cual los reglamentos de diseño generalmente recomiendan valores que varían de 0.003 a 0.004. La mayoría de los reglamentos de construcción hipotetizan la distribución de esfuerzos a compresión en la sección transversal como rectangular definida por dos o tres parámetros, de tal modo que la resultante de esta distribución rectangular y la posición de la misma, producto de considerar la curva esfuerzo - deformación "real" uniaxial del concreto, sea la misma. Así, se presentan distribuciones esfuerzo - deformación simplificadas en secciones sujetas a flexión como las presentadas en la Fig.7, donde se muestran aquellas distribuciones adoptadas en los reglamentos RDF, ACI y AIJ. Resultando en fórmulas para el cálculo de resistencia última como las siguientes:

$$\text{RDF} \quad M = (A_{st} - A_{sc}) f_y (d - a/2) + A_{sc} \times f_y (d - d')$$

$$\text{si, } (p_t - p_c) \geq [4800 / (6000 - f_y)] \times [(d' \times 0.85 \sigma_B) / (d \times f_y)]$$

Cuando no se cumpla, M se determinará con un análisis de la sección basado en las hipótesis básicas de análisis por flexión.

$$\text{ACI} \quad \text{si, } (A_{st} - A_{sc}) / (b \times d) \geq 0.85 \beta_1 [(\sigma_B \times d') / (f_y \times d)] 6115 / (6115 - f_y)$$

$$M = (A_{st} - A_{sc}) f_y (d - a/2) + A_{sc} \times f_y (d - d')$$

$$\text{donde, } a = (A_{st} - A_{sc}) f_y / (0.85 \sigma_B \times b)$$

si, $(A_{st} - A_{sc}) / (b \times d)$ es menor que el valor indicado, A_{sc} puede no considerarse.

$$\text{AIJ} \quad M = \sigma_B \times b \times D^2 \{g_1 (A_{st} \times f_y) / (\sigma_B \times b \times D)\}$$

donde, A_{sc} : área del acero de refuerzo en compresión; b: ancho de la sección transversal del elemento; d: peralte efectivo de la sección transversal; p_t : cantidad de acero de refuerzo longitudinal a tensión; p_c : cantidad de acero de refuerzo longitudinal a compresión; β_1 : factor que depende de la resistencia a compresión del concreto ($\beta_1 = 0.85$ para $\sigma_B \leq 280 \text{ kgf/cm}^2$, el valor de β_1 disminuye en $0.05/70 \text{ kgf/cm}^2$); d' : dimensión del recubrimiento de concreto; g_1 : distancia entre los centroides de las barras a tensión y compresión/D; D: peralte de la sección; A_{st} : área del acero de refuerzo a tensión; f_y : esfuerzo de fluencia del acero a tensión.

3.1.3 Factores que afectan la resistencia, capacidad de deformación y ductilidad de un elemento estructural a flexión.

Como se puede discernir de las fórmulas para calcular la resistencia de elementos de concreto reforzado sujetos a flexión, la resistencia a la fluencia por tensión del acero de refuerzo empleado y la resistencia a la compresión del concreto, junto con las dimensiones de la sección transversal, determinan básicamente la resistencia de un elemento de concreto reforzado ante el agrietamiento, la fluencia y la carga última por flexión.

Como se aprecia en la Fig.8, donde se muestra una representación típica de una relación momento-curvatura para una sección transversal de un elemento de concreto con una cantidad de acero de refuerzo menor o igual al acero de refuerzo para la falla balanceada (falla balanceada es aquella cuando el concreto alcanza su deformación unitaria máxima al mismo tiempo que el acero de refuerzo fluye por tensión), otros parámetros importantes que determinan

la calidad estructural del elemento son la capacidad de deformación (considerada como la ductilidad del elemento) y su capacidad para disipar energía incidente ante carga monotónicamente creciente o cíclica. La ductilidad o capacidad de deformación post-fluencia, se define como la relación entre la deformación (curvatura) última alcanzada y la deformación (curvatura) al punto de fluencia:

$$\mu = \phi_u / \phi_y$$

Asumiendo una relación esfuerzo-deformación, se determina la posición del eje neutro al alcanzar el momento de fluencia en la sección (c_1). Por relaciones trigonométricas se define la curvatura a la fluencia como se indica:

$$\phi_y = \epsilon_y / d (1 - c_1)$$

donde, ϵ_y : deformación unitaria a la fluencia por tensión en el acero de refuerzo.

Siguiendo un procedimiento similar se determina la posición del eje neutro al alcanzar la resistencia última de flexión (c_{1u}), y se determina la curvatura última de la sección transversal:

$$\phi_u = \epsilon_{cu} / (c_{1u} \times d)$$

donde: ϵ_{cu} : es la deformación unitaria en la fibra extrema del concreto a compresión en la sección transversal.

Para secciones transversales rectangulares se pueden definir las expresiones para el calculo de la posición del eje neutro medido desde la fibra a compresión, c_1 y c_{1u} , como se muestra:

$$c_1 = [(n \times p_t)^2 + 2 \times n \times p_t]^{0.5} - n \times p_t$$

$$c_{1u} = (p_t - p_c) f_y / \sigma_B$$

donde, $n = E_s/E_c$, E_s es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo y E_c es el módulo de elasticidad del concreto; p_t : cantidad de acero de refuerzo a tensión ($= A_{st} / b \times d$); p_c : cantidad de acero de refuerzo a compresión ($= A_{sc} / b \times d$).

Analizando la última expresión, se aprecia que la presencia del acero de refuerzo a compresión, contribuye a disminuir la localización del eje neutro respecto a la fibra extrema a compresión, provocando un aumento en la curvatura última y por tanto mayor capacidad de deformación. La ductilidad de la sección transversal se puede definir entonces:

$$\mu = \phi_u / \phi_y = \epsilon_{cu} (1 - c_1) / \epsilon_y (c_{1u})$$

Definiendo al parámetro "índice de refuerzo $q (= [p_t - p_c] f_y / \sigma_B)$ " y, por medio de las expresiones para determinar c_1 , c_{1u} y μ , se establece una relación entre este índice de refuerzo q y la ductilidad de la sección transversal analizada μ , se obtienen gráficas como las mostradas en la Fig.9. De la gráfica se entiende lo siguiente: a) a menor valor del índice de refuerzo, la capacidad de ductilidad del elemento aumenta; b) a mayor cantidad de acero de refuerzo en la zona a compresión, mayor será la capacidad de deformación post-fluencia del elemento; c) conjugando adecuadamente los dos aspectos anteriores, se puede asegurar que un elemento presente falla por flexión con suficiente capacidad de deformación post-fluencia (ductilidad).

La capacidad de absorber energía por medio de deformación se puede cuantificar, de una relación momento-curvatura monotónicamente creciente como la de la Fig.8, como el área comprendida bajo dicha curva.

Considerando un segmento de longitud unitaria del elemento estructural, cuyo comportamiento se asume elasto-plástico perfecto, la energía absorbida por deformación se puede representar con la siguiente expresión:

$$U = \sigma_B \times b \times d [\epsilon_{cu} - c_{1u} \times \epsilon_y / 2 (1 - c_{1u})] (1 - 0.425 c_{1u})$$

Analizando la expresión anterior se puede concluir que el incremento de las dimensiones de la sección transversal y la resistencia a la compresión del concreto, afectan en proporción directa el incremento en la capacidad de absorción de energía del elemento. Igualmente, incrementado la deformación unitaria última del concreto en la sección transversal, lo que se puede lograr con mayor y mejor colocación del acero de refuerzo lateral, se obtiene el efecto de incrementar la capacidad de deformación post-fluencia y, por lo tanto, la capacidad de absorción de energía es mayor. Comparativamente con los parámetros anteriores, incrementos en p_i y f_y no presentan un efecto directo en la capacidad de deformación y de absorción de energía de los elementos estructurales. De la expresión para el cálculo de c_{1u} se concluye que aumentando la cantidad de acero a compresión el valor de c_{1u} disminuye, lo que repercute en incrementar la capacidad de absorber energía del elemento.

Cabe mencionar que los factores antes citados tienen un efecto similar en elementos sujetos a efectos de flexo-compresión. En el caso de estos últimos, resulta también de gran importancia el confinamiento adecuado del concreto del núcleo y el proporcionar límites permisibles de carga axial.

3.2 Comportamiento de elementos sujetos a flexocompresión.

En estructuras a base de marco momento resistentes, los elementos columna en la mayoría de los casos estarán sujetos a carga axial y momento flexionante (uniaxial y biaxial). En otros casos, aunque teóricamente la columna este sujeta únicamente a carga axial, por problemas de control de calidad en la etapa constructiva se generan desviaciones en el dimensionamiento y distribución de las secciones transversales, provocando excentricidad de la carga axial respecto al eje del elemento, lo que genera momento flexionante a considerar en el diseño de dicho elemento.

Respecto a las hipótesis básicas para análisis de elementos sujetos a flexo-compresión, estas son exactamente las mismas que aquellas consideradas para elementos bajo flexión simple.

3.2.1 Diagrama de interacción.

La resistencia de la sección transversal a una fuerza de compresión, se reduce con la presencia del momento flexionante. El diagrama de interacción representa el lugar geométrico de los puntos que indican la carga axial y momento flexionante que provocan que un elemento alcance su resistencia última (deformación unitaria última en la fibra extrema a compresión de la sección transversal), su representación gráfica se muestra en la Fig.10. Así, para una curva de interacción determinada, si la columna esta sujeta a una combinación de momento flexionante y carga axial que esté en el interior de dicha curva, el elemento se encuentra del lado de la seguridad. Contrariamente, si la combinación está fuera de la curva, la columna estará propensa a la falla.

Como se muestra en la Fig.10, existen tres puntos importantes que definen las características de resistencia en el diagrama de interacción de una columna. El punto localizado donde el diagrama interseca al eje vertical, corresponde a una columna sujeta únicamente a compresión axial, pero producto de la excentricidad existente por problemas intrínsecos al proceso de construcción, se recomienda para diseño el uso de un valor mínimo de excentricidad de diseño (e_{min}), dando como resultado una disminución de la resistencia por compresión hasta alcanzar la curva original en el punto A. El punto B representa el estado de falla denominado "falla balanceada", en el cual la deformación unitaria última en el concreto a compresión se alcanza al mismo tiempo que el acero de refuerzo fluye a tensión. Al momento flexionante y carga axial representativos de este punto se les llama momento y carga balanceada, y a la relación entre el momento flexionante y la carga axial correspondiente a esta falla balanceada se le denomina excentricidad balanceada (e_b). El diagrama de interacción se interseca con el eje horizontal en el punto que representa al elemento en flexión pura, representando obviamente el momento de falla por flexión uniaxial. La parte del diagrama de interacción correspondiente al elemento bajo tensión axial y flexión, se calcula de la misma manera que para compresión y flexión, sin embargo, es un estado poco común e indeseable en el diseño de estructuras de concreto de mediana altura.

La determinación del punto de la falla balanceada es importante desde el punto de vista de los reglamentos para diseño estructural, porque para elementos cuya excentricidad sea menor que la excentricidad balanceada (e_b), antes que el acero de refuerzo longitudinal fluya por tensión se presenta la falla por aplastamiento en el concreto sujeto a esfuerzos de compresión, denominándose a este rango de "falla por aplastamiento" (es una falla de tipo poco dúctil). Si la excentricidad en el elemento es mayor que la balanceada, se encuentra en el rango de "falla por tensión" (falla con características dúctiles).

En la Fig.11 se muestra, para un diagrama de interacción carga axial - momento flexionante de una sección transversal

determinada, el correspondiente diagrama de curvatura última calculada. Se aprecia que para cargas axiales menores que la carga axial correspondiente a la falla balanceada, la curvatura correspondiente al momento de falla presenta un brusco incremento. Contrariamente, si la carga axial incidente es mayor que la balanceada, la capacidad de deformación post-fluencia tiende a ser nula. Es por lo anterior que al diseñar una columna ante efectos sísmicos se proponga un límite en la carga axial permisible.

En el caso de columnas sujetas a flexión biaxial y compresión existen dos formas típicas de encontrar la resistencia última de estos elementos. Una es la solución por tanteos, que consiste en encontrar el valor máximo de la carga axial "P" que actúa fuera de dos planos de simetría, a excentricidades e_x y e_y . Esta condición es equivalente a considerar una carga axial P y dos momentos flexionantes, $M_x = P \times e_x$ y $M_y = P \times e_y$. Para un elemento con geometría y excentricidades dadas, aplicando el procedimiento básico para elementos sujetos a flexo-compresión partiendo de conocer las características esfuerzo-deformación de los materiales, iterativamente se puede obtener el valor máximo de la carga P que actúa a las excentricidades dadas. Este proceso predice satisfactoriamente la resistencia del elemento, pero es muy laborioso. Sin embargo, para casos particulares comúnmente empleados en la práctica, se han desarrollado diagramas de interacción empleando computadora electrónica y se muestran en algunos reglamentos. La otra forma de obtener la resistencia última de este tipo de elementos es aproximada, siendo un ejemplo típico la llamada "Fórmula de Bresler". Bresler desarrolló una expresión simple para calcular los valores máximos de carga axial de compresión que actúa a excentricidades e_x y e_y en secciones rectangulares con distribución simétrica de refuerzo longitudinal. La expresión que propone es la siguiente:

$$1/P_r = 1/P_x + 1/P_y - 1/P_0$$

donde, P_r : carga normal máxima que actúa a excentricidades e_x y e_y ; P_x : carga normal máxima a una excentricidad e_x ($e_y = 0$); P_y : carga normal máxima a una excentricidad e_y ($e_x = 0$); P_0 : carga axial máxima que puede resistir el elemento ($e_x = e_y = 0$).

Es evidente que el problema se reduce a una combinación de soluciones mas simples, dos de flexo-compresión y una de compresión axial.

3.2.2 Cálculo de resistencia a flexo-compresión.

De la misma manera que para el caso de flexión, la resistencia última del elemento se determina cuando la deformación unitaria máxima en el concreto de la fibra extrema a compresión alcanza un valor especificado que varía entre 0.003 a 0.004 (según el reglamento empleado).

En el reglamento del AIJ, se plantea una fórmula simplificada para el cálculo de resistencia última de columnas a flexo-compresión, que se presenta enseguida:

$$AIJ \quad M = \sigma_B \times b \times D^2 \{ g_1 (A_{st} \times f_y) / (\sigma_B \times b \times D) + 0.5 \times [N / (\sigma_B \times b \times D)] \times [1 - N / (\sigma_B \times b \times D)] \}$$

expresión con confiabilidad de $\pm 20\%$ en el 90% de su comparación con resultados experimentales. Expresión válida para:

$$p_t = A_{st} / (b \times D) ; \text{entre } 0.4 \text{ y } 2.8 \%$$

$$N / (b \times D) \leq N_b / (b \times D)$$

donde, N: carga axial actuando en el elemento; N_b : Carga axial en la condición de falla balanceada.

4. Comportamiento de elementos lineales (vigas y columnas) ante fuerza cortante.

La falla por cortante en elementos de concreto reforzado, a diferencia de la falla por flexión, es repentina y

generalmente produce un estado de inestabilidad irreparable en el elemento en particular y la estructura en general. Por lo que los procedimientos de diseño presentados en los reglamentos tienden a tratar de eliminar este tipo de falla y lograr un factor de seguridad lo mayor posible respecto a este comportamiento indeseable en la estructura. Respecto al mecanismo que define la falla por cortante en elementos de concreto reforzado, al contrario de la falla por flexión, es de mayor complejidad, y aunque se ha realizado mucha investigación sobre el tema permanecen muchos puntos sin tener plena explicación. Es por eso que los procedimientos de diseño por cortante indicados en la mayoría de los reglamentos tienen una fundamentación empírica, apoyada con conceptos teóricos substraídos de la teoría de la elasticidad de los materiales y recientemente de la teoría de la plasticidad aplicada al concreto reforzado.

4.1 Modos de falla por cortante.

4.1.1 Vigas con relación claro a peralte grande ($a/d > 2.5$, donde "a" es la longitud del claro de corte).

- a) Falla por flexión (Fig.12.a). Las grietas por efectos de flexión se propagan convirtiéndose en agrietamiento por efectos flexo-cortantes, extendiéndose a través del elemento causando una falla brusca por tensión diagonal.
- b) Falla por tensión diagonal (Fig.12.b). En este tipo de falla no se observa ninguna de las características antes citadas, no se presenta tampoco aplastamiento del concreto a compresión, es una falla frágil e inestable. Incrementando la cantidad de refuerzo lateral se reduce considerablemente la posibilidad de ocurrencia de este tipo de falla y se logran ductilidades que varían desde 1 hasta 4.

4.1.2 Vigas con relación claro a peralte pequeño, también llamadas vigas cortas ($1 < a/d < 2.5$).

- a) Falla de tensión por cortante (Fig.13.a). EL agrietamiento por problemas de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto se propaga a lo largo del refuerzo longitudinal empezando en el extremo de la grieta inclinada de cortante. Como mecanismos resistentes importantes ante este tipo de falla se pueden citar el efecto de dovola del refuerzo longitudinal, la adherencia acero-concreto y la resistencia a deslizamiento acero-concreto. Reduciendo la relación p_t / p_w (donde p_t es la cantidad de acero de refuerzo longitudinal a tensión y p_w es la cantidad de acero de refuerzo lateral), se tiende a eliminar este tipo de falla. Igualmente, para un porcentaje de acero longitudinal dado, empleando barras de menor diámetro y distribuidas adecuadamente (sin emplear paquetes de barras) se logran comportamientos adecuados, reduciendo la posibilidad de ocurrencia de este tipo de falla.
- b) Falla de compresión por cortante (Fig.13.b). En este tipo de falla el concreto a compresión en las fibras extremas de la sección transversal, en los extremos de las grietas de cortante, sufre aplastamiento y falla. Este problema se recrudece cuando el elemento se sujeta a niveles altos de carga axial y cuando se trata de elementos cortos de gran peralte. Una forma de evitar o aliviar este tipo de fallas es proporcionando un mayor porcentaje de acero lateral que lo proporcione mayor confinamiento al concreto sujeto a esfuerzos de compresión.

4.1.3 Vigas de gran peralte ($a/d < 1$).

En esta clase de elementos se generan esfuerzos significativos de compresión en los estratos de concreto resultantes entre las grietas inclinadas provocadas por efecto de cortante, y grandes esfuerzos de tensión a través de dichas grietas. Este fenómeno puede provocar:

- a) Fallas de anclaje del acero a tensión, combinada con desprendimiento del concreto de recubrimiento por efecto de dovola.
- b) Falla por aplastamiento del concreto en los apoyos.
- c) Falla de flexión debido a la rotura post-fluencia del acero de refuerzo longitudinal, o al aplastamiento del concreto en la parte superior del mecanismo de arco.
- d) Falla por aplastamiento en el concreto de los estratos a compresión ubicados en la vecindad del agrietamiento diagonal por cortante.

4.2 Principales mecanismos de resistencia al cortante.

4.2.1 Equilibrio en el claro de cortante de la viga (sin refuerzo lateral).

La resistencia a cortante estará determinada por los siguientes mecanismos de transferencia de cortante: a) Transmisión de fuerza cortante a través del concreto en la zona a compresión, V_c ; b) Resistencia por efecto de dovela, transmitida a través de la grieta por el refuerzo longitudinal, V_d ; c) Resistencia al cortante producto de la componente vertical de los esfuerzos cortantes inclinados v_u , transmitidos a través de las grietas inclinadas por medio de cortante directo o cizalleo entre las partículas de agregados que se encuentran entre y/o en las superficies de la grieta, V_a .

$$V = V_c + V_a + V_d$$

$$M = x V = j_d (T + V_d \cot \alpha)$$

donde, el significado de todas las variables y parámetros se muestran en la Fig.14.

De trabajos experimentales se ha concluido que el efecto de dovela es pequeño para elementos sin acero de refuerzo lateral; $V_d = 0$, por lo que la expresión anterior se puede representar como sigue

$$M = T x j_d$$

La fuerza de tensión en el refuerzo longitudinal a una distancia $(x - j_d \cot \alpha)$ es determinada por el momento a una distancia x , desde el apoyo del elemento estructural. El incremento de esfuerzos en el acero, claramente depende de la pendiente de la curva diagonal con la que se idealizó al agrietamiento por efecto flexo-cortante,

$$V_c = dM / dx = d(T j_d) / dx = j_d dT / dx + T d(j_d) / dx$$

donde, $j_d dT / dx$: representa el comportamiento de un elemento prismático sujeto a flexión, en el cual la fuerza de tensión interna T actúa sobre un brazo de palanca constante j_d . A este efecto se le denomina efecto de viga dentro de los mecanismos de transmisión de fuerza cortante; $T d(j_d) / dx$: representa el comportamiento de un arco tensado, en el que la fuerza cortante externa es resistida por el estrato interno de concreto a compresión. A este efecto se le conoce como efecto de arco; dT/dx : variación de la fuerza interna de tensión (fuerza de adherencia)

4.2.2 Acción de viga en el claro de cortante.

$$V_B = j_d dT/dx$$

En la acción de viga intervienen los siguientes tipo de mecanismos de transferencia de fuerza cortante:

- Fuerza de adherencia, $\Delta T = T_1 - T_2$
- Cortante transmitido por cortante directo o cizalleo en el agregado localizado en las caras de la grieta, v_{a1} , v_{a2}
- Fuerzas por efecto de dovela, V_{d1} , V_{d2}

El momento en el cantiléver provocadas por las fuerzas de adherencia ΔT , son resistidas por el efecto de dovela y las fuerzas generadas en el agregado, a las que se adiciona la resistencia a flexión M_c del concreto mismo en la zona de compresión. La representación de estos fenómenos claramente se aprecia en la Fig.15.

En vigas con dimensiones normales, un máximo de 20% de las fuerzas por adherencia pueden ser resistidas por flexión en el concreto. Sin acero de refuerzo en el alma, la capacidad del efecto de dovela se limita a la resistencia a tensión del concreto siendo prácticamente nula. Cuando se cuenta con acero de refuerzo lateral, la contribución del efecto de dovela no excede el 25% de la resistencia total del cantiléver. El ancho de la grieta, la rugosidad de su superficie, la deformación por cortante y la resistencia del concreto determinan la resistencia por cortante directo o cizalleo en el agregado, siendo aproximadamente del 50 al 70% de las fuerzas por adherencia las que se resisten por este efecto del agregado en la superficie de la grieta.

El cortante transmitido por la zona de concreto a compresión, arriba de la grieta diagonal, incrementa lentamente durante los procesos de carga hasta alcanzar un máximo de 25 a 40% del total de la fuerza cortante incidente en la sección transversal de la viga.

4.2.3 Acción de arco en el claro de cortante.

$$V_s = T d(j_s)/dx$$

En este mecanismo la fuerza cortante se transmite por compresión diagonal en el concreto de los elementos estructurales. La intensidad de los esfuerzos de compresión diagonal dependen de la inclinación del campo de esfuerzos principales. La relación entre claro de cortante y peralte de la sección (a/d) define una medida de esta inclinación (Fig.16). El efecto del mecanismo de arco resulta inefectivo cuando la fuerza de cortante se transmite a la zona a tensión.

El tipo de fallas que se presentan en un elemento estructural por el mecanismo de arco son:

- a) La propagación de las grietas inclinadas de cortante reducen la zona a compresión excesivamente, provocando aplastamiento del concreto sujeto a esfuerzos de compresión.
- b) La línea de esfuerzos a compresión puede presentar excentricidad respecto al eje del elemento, y generar una falla de tensión por efecto de flexión en la "zona a compresión".
- c) Cuando la relación entre claro de cortante y peralte de la sección es pequeña ($a/d < 2$), se observa una considerable reserva de resistencia producto de mayor eficiencia en el mecanismo de arco. En estos casos se presentará una falla por aplastamiento del concreto en el estrato diagonal a compresión, o falla por problema de adherencia y anclaje en el refuerzo longitudinal.

4.2.4 Papel del acero de refuerzo lateral en el comportamiento de un elemento estructural.

Los estribos o acero de refuerzo lateral contribuyen en los mecanismos de resistencia ante fuerza cortante de la siguiente manera:

- a) Contribuye a incrementar la resistencia por el efecto de dovela y disminuir la deformación relativa entre las caras de la grieta.
- b) Disminuye los esfuerzos de tensión por flexión en los voladizos formados entre los agrietamientos del elemento (ver Fig.15), mediante una fuerza diagonal de compresión producto del efecto de armadura.
- c) Limita la apertura de las grietas diagonales al rango elástico, favoreciendo la transferencia de cortante por cortante directo o cizalleo en el agregado localizado en la superficie de la grieta.
- d) Proporciona confinamiento al concreto de la zona a compresión, incrementando su resistencia a compresión.
- e) Previene un brusco decremento en la resistencia por adherencia cuando el agrietamiento por problema de adherencia y anclaje se desarrolla en zonas de anclaje y/o traslape.

4.3 Cálculo aproximado de la resistencia por cortante.

Para determinar la resistencia ante cortante han surgido una serie de investigaciones de gran importancia en el campo del concreto reforzado. Así, como punto inicial de la teoría de los mecanismos de transmisión y resistencia de fuerza cortante está el concepto de "analogía de la armadura" propuesto por Ritter en 1899, pasando por los trabajos de Ritter y Morsch de 1903 sobre la transmisión del total de la fuerza cortante por el refuerzo lateral del elemento. También de importancia es el trabajo desarrollado por Talbot en 1909 donde plantea que 2/3 de la fuerza cortante incidente la resiste el refuerzo lateral y el 1/3 restante el concreto en la zona a compresión. En los años 50's, Walther y Morrow seguían haciendo trabajos analíticos importantes. Igualmente, Kani en el período comprendido entre 1964 y 1969 realizó trabajos teórico-experimentales encaminados a desglosar cualitativa y cuantitativamente los mecanismos que intervienen en la transmisión de la fuerza cortante incidente en un elemento de concreto reforzado, introduciendo el concepto de "acción de viga" (también conocido como modelo de diente) del segmento de concreto localizado entre dos grietas producto de efecto flexo-cortante. Todos estos estudios, básicamente no han cambiado el concepto primario propuesto por Ritter y Morsch, y es en base a estos conceptos y resultados que la mayoría de los códigos y reglamentos actuales proponen sus formulaciones para el cálculo de la resistencia por cortante de elementos de concreto reforzado.

A continuación se presentan las fórmulas básicas propuestas en los reglamentos del DDF, ACI y AII:

RDF para $p_i \leq 0.01$

$$V_u = b \times d (0.2 + 30 p_t) (\sigma_B)^{0.5} + A_w \times f_{wy} \times d (\sin\theta + \cos\theta)$$

$$\text{para } p_t \geq 0.01$$

$$V_u = 0.5 \times b \times d (\sigma_B)^{0.5} + A_w \times f_{wy} \times d (\sin\theta + \cos\theta)$$

$$\text{ACI} \quad V_u = V_c + V_t \leq 2.12 (\sigma_B)^{0.5} b \times d$$

$$V_t = p_w \times f_{wy} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53 [1 + 0.0071 N / (b \times d)] (\sigma_B)^{0.5} b \times d$$

$$\text{IAJ} \quad V_u = \{ 0.068 p_{wt}^{0.23} (\sigma_B + 180) / (M/(Q \times d) + 0.12) + 2.7(p_w f_{wy})^{0.5} + 0.1 N / (b \times D) \} b \times j$$

donde, A_w : área del acero de refuerzo lateral en una vuelta del mismo; f_{wy} : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo lateral; θ : ángulo de inclinación del refuerzo lateral respecto al eje del elemento; N : carga axial en el elemento; b : ancho de la sección transversal; p_{wt} : porcentaje de refuerzo por flexión, acero de refuerzo a tensión (%); M/Q : relación entre momento y fuerza cortante en la sección transversal; p_w : cantidad de acero de refuerzo lateral ($= A_w / b \times s$); j : distancia entre las resultantes de esfuerzos a compresión y tensión en la sección transversal (puede considerarse como, $j = 7d / 8$); s : espaciamiento del acero de refuerzo lateral; D : Peralte total de la sección transversal; unidades kgf, cm

Normalmente, la contribución de la losa a la resistencia ante fuerza cortante en vigas puede considerarse no significativa.

En todos los reglamentos se acepta que la carga axial, dentro de los límites permisibles por flexo-compresión, contribuye a incrementar la resistencia por cortante de los elementos columna. Sin embargo, en todos los códigos se hace una consideración puramente empírica sobre dicho efecto, lo que se aprecia claramente en las formulaciones de los reglamentos ACI y IAJ. Respecto al reglamento RDF se plantea el siguiente factor correctivo, que presenta gran similitud al considerado en el ACI:

$$P = 1 + 0.007 (P_u / A_g)$$

$$\text{para, } P_u \leq 0.7 \sigma_B + 2000 A_w$$

$$\text{si, } P_u \geq 0.7 \sigma_B + 2000 A_w, \text{ el valor de } P \text{ se variaría hasta ser nulo para}$$

$$P_u = A_g \times 0.85 \sigma_B + A_s \times f_y$$

donde, P_u : carga axial en el elemento; A_g : área de la sección transversal del elemento; A_s : área total del acero de refuerzo longitudinal en el elemento.

5. Propiedades de adherencia y anclaje acero - concreto.

Para que un elemento de concreto reforzado se considere monolítico, o trabaje como tal, es necesario la existencia de adherencia entre los materiales. Cuando el esfuerzo en el acero de refuerzo embebido en el concreto cambia, esa diferencia de esfuerzos deberá transferirse al concreto por medio de adherencia y anclaje. Los esfuerzos de adherencia y anclaje son esfuerzos de cortante desarrollados en la frontera entre la barra de acero y el concreto que la circunda para transmitir la fuerza, producto de la diferencia de esfuerzos antes mencionada, entre ambos materiales.

Las características de esta adherencia dependen de mecanismos como la adherencia química entre acero y concreto, la fricción generada entre los materiales, así como procedimientos mecánicos de transferencia de fuerza proporcionados por las corrugaciones del acero de refuerzo. Al usar acero no corrugado, el único mecanismo es la

adherencia química, provocándose un deslizamiento temprano del acero respecto al concreto y la imposibilidad de alcanzar mayor resistencia que la de deslizamiento. La fuerza de adherencia al emplear acero corrugado, como se indica en la Fig.17, se genera por el mecanismo entre la corrugación y el concreto circundante. Las dimensiones de la corrugación en esta clase de acero, determina el tipo de falla en el elemento si este falla por problema de adherencia. Así, si la corrugación es de poca altura se podrá generar una falla por aplastamiento en el concreto. Por otro lado, si la corrugación tiene gran altura, esta podrá fallar por flexión. Igualmente, si la separación entre las corrugaciones tiende a ser grande, la resistencia por adherencia tenderá a disminuir. Es por eso que en las normas y códigos existe o debe existir una normatividad respecto a alturas máxima y mínima de la corrugación y valores máximos y mínimos de separación entre corrugaciones. Dos tipos comunes de falla por adherencia y anclaje, dependientes de las características geométricas de las barras de refuerzo corrugadas, se presentan en la Fig.18.

Los factores determinantes en la resistencia por adherencia y anclaje de un elemento de concreto reforzado son los siguientes:

- a) Resistencia del concreto: Debido al estado de esfuerzos a que se somete el concreto en la vecindad del acero, a mayor resistencia a tensión del concreto la resistencia por adherencia será mayor.
- b) Características dimensionales del acero de refuerzo: Como se explicó antes, el uso del acero corrugado, por el mecanismo que se genera entre la corrugación y el concreto, provoca aumento en la resistencia por adherencia. El hecho que en barras de menor diámetro se obtenga mayor resistencia por adherencia provoca preferencia por el uso de barras de diámetros pequeños.
- c) Posición y orientación del acero de refuerzo: La resistencia por adherencia en aceros colocados verticalmente resulta mayor que para aceros colocados horizontalmente. También, por fenómenos de sedimentación de los agregados es mas común encontrar formación de burbujas de aire en el concreto de la vecindad del refuerzo superior de una viga, provocando que la resistencia por adherencia en el acero de refuerzo inferior sea aproximadamente 20% mayor que la obtenida en el acero de refuerzo superior.
- d) Dimensión del recubrimiento: La resistencia por adherencia será mayor a mayor dimensión del recubrimiento. Esto es debido a que el peso propio del recubrimiento y la superficie del concreto que estará sujeto a estado de esfuerzos de tensión son mayores a mayor recubrimiento.
- e) Configuración y distribución del acero de refuerzo lateral: El acero de refuerzo lateral juega un factor importante para evitar el rápido incremento de la abertura del agrietamiento por adherencia (paralelo al acero de refuerzo longitudinal), contribuyendo con ello a incrementar la resistencia y capacidad de transmitir fuerza por efecto de adherencia. El acero de refuerzo lateral no tiene efecto en impedir la aparición del agrietamiento por adherencia o efecto de dovela del acero longitudinal. Sin embargo, posterior al agrietamiento contribuye a que el decaimiento o degradación de la resistencia por adherencia sea menor (Fig.19).

Las limitaciones presentadas en los códigos y reglamentos respecto al uso de paquetes de barras de refuerzo longitudinal, separación mínima entre las mismas y dimensiones mínimas de recubrimiento, entre otras condicionantes, están fundamentadas en la necesidad de impedir degradación o decaimiento de la resistencia por adherencia y anclaje, para garantizar que se alcanzará la resistencia última del elemento en particular y la estructura en general, resistencia última que fue propuesta en la etapa de diseño.

6. Comportamiento de elementos viga y columna.

6.1 Factores que determinan el mecanismo de falla.

Como factores importantes en la resistencia y capacidad de deformación de elementos estructurales de concreto reforzado lineales (vigas y columnas), se pueden proponer los siguientes:

- a) Cantidad y diámetro del acero de refuerzo longitudinal.

Al colocar la misma cantidad de acero de refuerzo, pero de menor diámetro, se incrementa la superficie de contacto acero-concreto y por lo tanto se incrementa la resistencia por adherencia y anclaje. Sin embargo, existen límites en el tamaño mínimo del acero de refuerzo longitudinal debido a que, como resultado de trabajos experimentales, el tamaño de las corrugaciones en barras de diámetros menores a 19 mm no resultan lo suficientemente eficientes para la transmisión mecánica de fuerza de adherencia.

- b) Cantidad y distribución del acero de refuerzo lateral.

Principalmente, como resultado de trabajos experimentales recientes, se entiende que el papel del acero de refuerzo lateral en elementos de concreto reforzado, además de contribuir a evitar una falla frágil por cortante en el elemento, también tiene efecto sobre las siguientes características de un elemento estructural:

- Proporciona confinamiento al concreto del núcleo en los elementos lineales (principalmente elementos columna). Incrementando la resistencia a la compresión del concreto del núcleo y también aumentando el valor de la deformación unitaria última, lo que contribuye a mejorar la capacidad de deformación del elemento.
- Evitar la falla por adherencia y anclaje. Para lo que se recomienda que, para iguales cantidades de acero de refuerzo lateral, la separación del mismo sea la menor posible y que, de ser posible, las barras de refuerzo longitudinal estén confinadas directamente por una esquina o un gancho de dicho refuerzo lateral. Esto incrementará la capacidad y resistencia del refuerzo longitudinal por adherencia y anclaje notablemente.
- Proporciona soporte lateral al acero de refuerzo longitudinal, evitando de esta manera el pandeo del mismo. Logrando un adecuado soporte lateral en el acero de refuerzo longitudinal, también se está contribuyendo a que este participe como confinante del concreto del núcleo del elemento.

c) Efecto de elementos vecinales, como losa de piso y trabes ortogonales.

De investigaciones experimentales recientes, se ha concluido que una losa estructural, reforzada y anclada adecuadamente al elemento viga correspondiente durante el proceso constructivo, participa totalmente junto con la viga en rigidez y resistencia en el trabajo del marco momento resistente. Esto al alcanzar el elemento y/o la estructura su resistencia última.

Igualmente, el efecto de elementos ortogonales es de gran importancia sobre todo al realizar, para el diseño de la estructura, análisis planos. Se ha comprobado experimental y analíticamente que tanto en estructuras a base de muros estructurales, como en aquellas a base de marcos momento resistentes, la rigidez y resistencia obtenida de un análisis plano es notablemente menor que la real. Esto no necesariamente contribuye a incrementar el factor de seguridad de la estructura, ya que puede generar cargas axiales a niveles indeseables en columnas y muros, así como efectos de torsión y cortante en vigas que no fueron contemplados en el análisis plano.

d) Carga axial.

Para lograr incrementos en la capacidad de deformación en elementos sujetos a efectos principales de carga axial y flexión (columnas), como producto de análisis teórico-experimentales se recomiendan contemplar los siguientes aspectos:

- Reducir la carga axial suficientemente bajo la carga axial del estado de esfuerzos "balanceado"

$$N / (\sigma_b \times b \times D) \leq 0.3$$

- Incrementar la cantidad de refuerzo longitudinal a compresión.
- Incrementar el confinamiento en el concreto del núcleo, con refuerzo lateral (espirales, ganchos, estribos, etc), en las secciones críticas a flexión (vgr. aquellas donde se prevé la formación de articulaciones plásticas, principalmente en las todas las vigas y las columnas del primer nivel). En la Fig.20 se presentan algunos ejemplos de refuerzo lateral en columnas básicos para lograr comportamientos adecuados de los elementos.
- Reducir los esfuerzos por cortante al alcanzar la resistencia por flexión, a límites como el indicado:

$$\tau_v \leq 30 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\tau_v \text{ representa al esfuerzo cortante en la sección transversal})$$

e) Carga cíclica.

El efecto de carga cíclica provoca efectos, a largo plazo, similares a los provocados por problemas de fatiga en los materiales. A mayor el número de ciclos, mayor será la degradación del material (el concreto en este caso), generando disminución de la capacidad de deformación y decaimiento de resistencia en el rango posterior a la fluencia.

6.2 Misceláneos.

a) En la mayoría de los reglamentos para la construcción, en cuanto a estructuras de concreto reforzado, se acepta el "corte" del acero de refuerzo longitudinal después de asegurar una "longitud de desarrollo" adecuada. Es recomendable, en estos casos, emplear doblez en los extremos de las barras, con el propósito de lograr una buena transmisión de los esfuerzos de adherencia hacia el concreto (Fig.21)

b) Por limitaciones de fabricación y/o transporte, el acero se adquiere a longitudes fijas, es por tal motivo que cuando

se requiere proporcionar longitudes de acero refuerzo longitudinal en vigas o columnas de mayor longitud que las barras adquiridas en fábrica se hace uso del traslape de acero de refuerzo. En los reglamentos basados en información experimental basta (como es el caso del reglamento del AIJ), se permite el empleo de traslapes mecánicos (soldadura a presión y gas, tuercas de alta resistencia, splice con relleno de mortero de alta resistencia, etc., algunos de los cuales se presentan en la Fig.22) en la misma sección. Esto debido a que se ha comprobado experimentalmente que si el traslape mecánico es de calidad comprobada por pruebas a tensión, es prácticamente improbable la formación de una superficie de falla en la sección en cuestión.

Cuando el traslape es convencional, se recomienda seguir la tendencia de no realizarlos en la misma sección del elemento estructural.

c) Finalmente, en las Fig.23 y Fig.24 se ejemplifican gráficamente fallas típicas en vigas y columnas. En la Fig.25 se muestra una viga con un detalle de refuerzo típico para un agujero en el alma propio de requisitos para instalaciones. En la Fig.26 se presentan detalles de refuerzo adecuados para una viga con desnivel en el interin del claro y el detalle de la llegada de una viga secundaria apoyándose en una primaria.

7. Comentarios sobre el diseño de estructuras de cimentación.

Para diseñar la estructura de cimentación se deberá considerar todos los posibles estados de carga que pudiera sufrir la misma, como el estado de cargas verticales y horizontales generadas por de la formación de mecanismo de falla ante el sismo de diseño, así como la posible situación de una descarga del inmueble por reparación o remodelación que pudiera repercutir en asentamientos diferenciales o emersión de la subestructura. De igual manera, se deberá considerar y diseñar adecuadamente la zona de unión entre estructura y subestructura, poner especial atención en los anclajes de los elementos verticales (columnas y muros) en las correspondientes estructuras de cimentación.

Al diseñar una estructura, dependiendo del reglamento a emplear, se permite la formación de los llamados mecanismos de fluencia en la superestructura. Sin embargo, en el caso de las estructuras de cimentación, como regla general, se prohíbe la formación de articulaciones plásticas, por lo que todos los elementos de la estructura de cimentación deberán diseñarse con la filosofía de diseño elástico.

Cuando en la superestructura se consideren muros estructurales de cortante, la contratrabe de cimentación deberá diseñarse para ser lo suficientemente rígida y resistente para soportar las rotaciones del muro al trabajar este como cantiléver al formarse un mecanismo de fluencia con aparición de articulaciones plásticas en trabes.

En el caso de zapatas "aisladas", es recomendable el considerar su liga por medio de contratraves de liga con rigidez y resistencia adecuada para soportar y reducir los efectos producto de asentamientos diferenciales.

Cuando la cimentación es con pilotes (de punta o de fricción), el pilote se diseñará para soportar desde las fuerzas generadas por si hincado (como es el impacto axial), fuerzas de tensión provocadas por el momento de volteo de la estructura global o por fricción negativa, en este tipo de cimentaciones se revisara el anclaje en la junta del pilote con el dado de cimentación. Cuando no se use dado de cimentación, se revisara la posibilidad de penetración entre pilote y losa de cimentación. Con respecto a cimentación a base de pilotes y dado, se tendrá cuidado en no debilitar al pilote en su cabezal o en su llegada al dado, por la diferencia de rigidez y resistencia entre ambos elementos, por lo que es recomendable proporcionar un refuerzo especial en la zona del cabezal del pilote. En este tipo de cimentación, también se consideraran todos los posibles elementos mecánicos que surgen a lo largo del pilote para el diseño del mismo y de las juntas entre los segmentos.

Finalmente, es evidente que para lograr un diseño confiable de la estructura de cimentación, el diseñador deberá contar con la información precisa y confiable de la mecánica del suelo del sitio de construcción (cuyos niveles de precisión y confiabilidad dependerán del tipo de estructura).

BIBLIOGRAFIA

- 1) Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", publicada en la Gaceta Oficial del DDF el 26 de noviembre de 1987.
- 2) Loera S. y Mendoza C., "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF", Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, No. ES-2, Noviembre 1991.
- 3) Comité Euro-International du Béton, "International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, Volume II [cebs-fip model code for concrete structures]", 1991.
- 4) American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318M-89)".
- 5) Instituto de Arquitectos de Japón, "Reglamento y Manual para Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado", 1992. (en Japonés y versión resumida en Inglés)
- 6) González Cuevas O. y Robles Fernández-Villegas F., "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Editorial Limusa, 1989.
- 7) Park R. y Paulay P., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, Inc., 1975.
- 8) Kosaka Y. y Morita S., "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Maruzen, 1975. (en Japonés)
- 9) Sakai Y., "Capacidad de deformación de columnas de concreto reforzado de alta resistencia, que presentan mecanismos de falla de compresión por flexión", Memorias del Instituto del Concreto de Japón, No.13 Vol.2. Tokyo, 1991. pp.421-426. (en Japonés)
- 10) Aoyama H., "Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado con el Criterio de Resistencia Última", Editorial Gihoudo, Tokyo, 1990. (en Japonés)
- 11) IAJ, "Elementos para la enseñanza de estructuras", Editoriales Maruzen, Gihoudo y IAJ, Tokyo 1985. (en Japonés).

FIGURAS

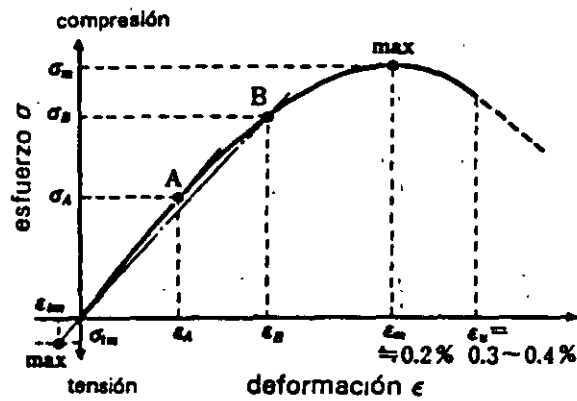


Fig. 1 Curva esfuerzo deformación de concreto normal

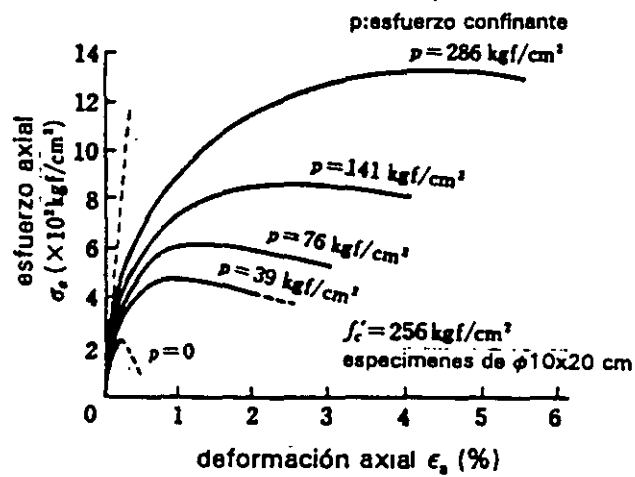


Fig. 2 Curva deformación de concreto con confinamiento lateral

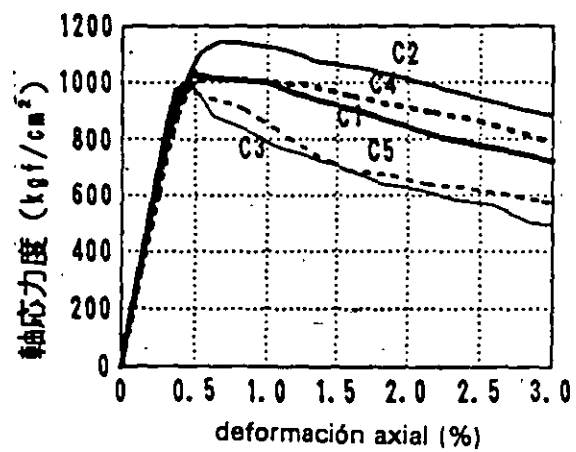
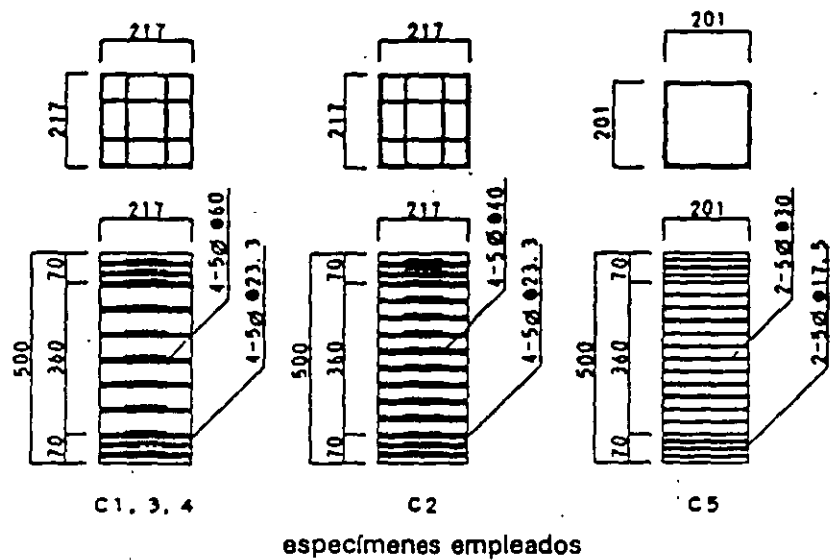


Fig. 3 Relación esfuerzo deformación de elementos cargados axialmente a compresión

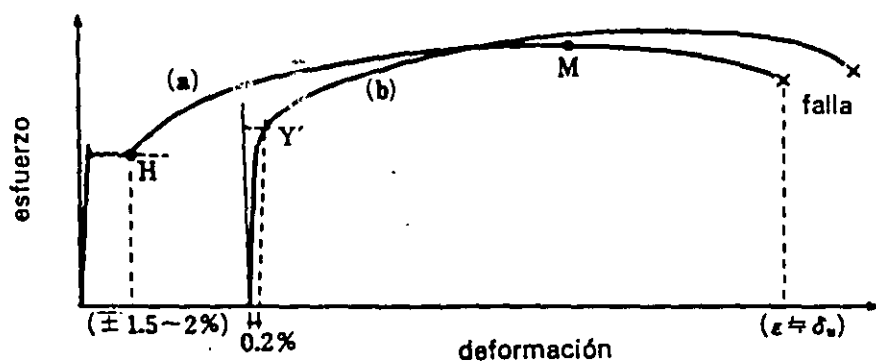


Fig. 4 Relación esfuerzo deformación real del acero

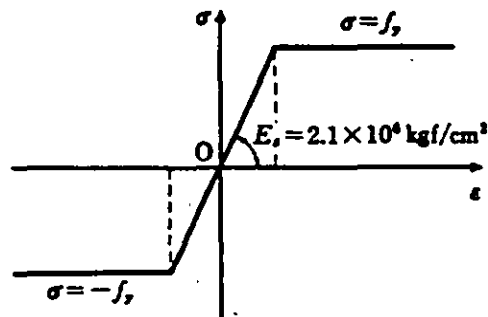


Fig. 5 Relación esfuerzo deformación idealizada del acero

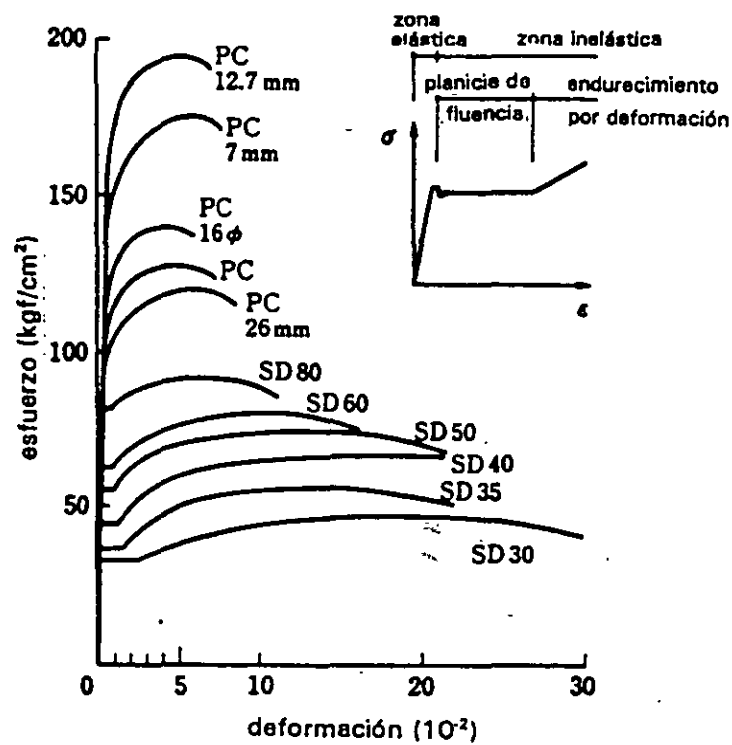


Fig. 6 Relaciones esfuerzo-deformación para barras de refuerzo de diferentes características

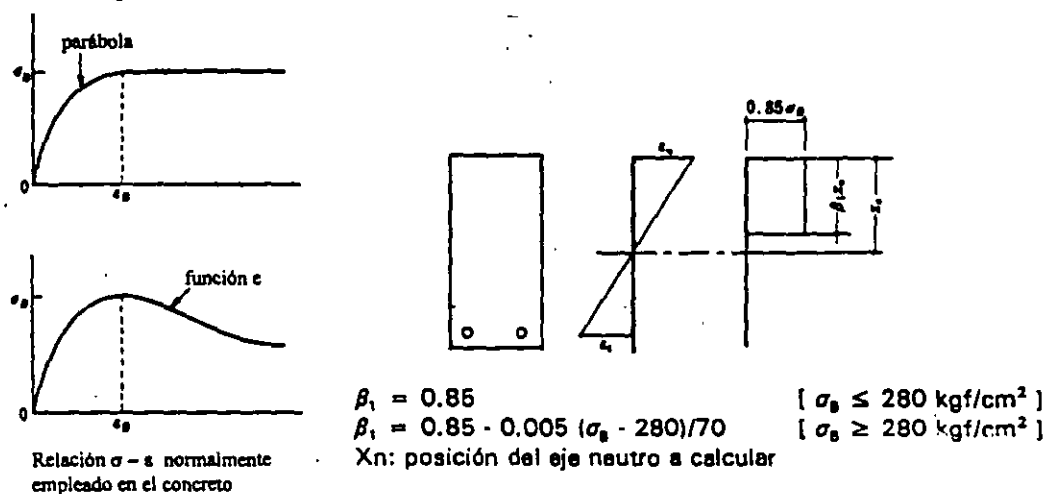
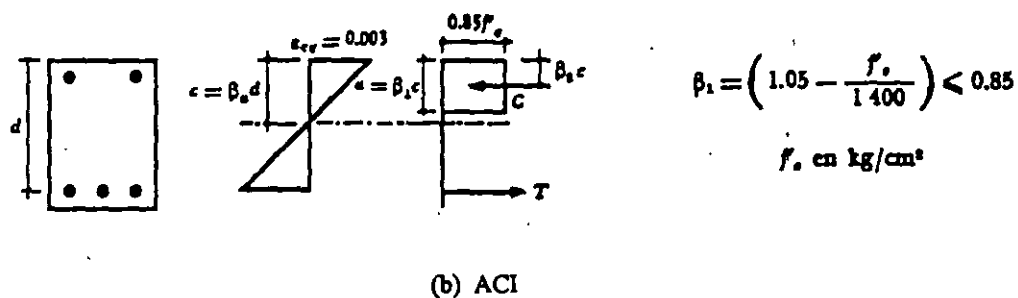
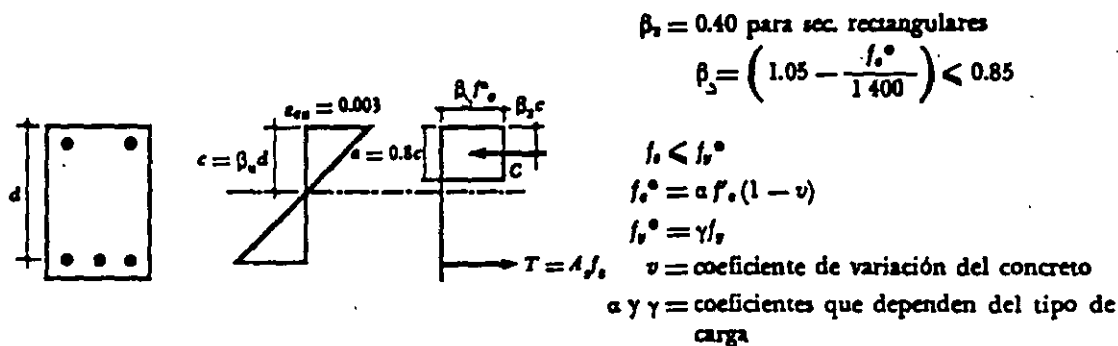


Fig. 7 Hipótesis simplificadoras para el análisis por flexión según los reglamentos RDF, AIC y AIJ

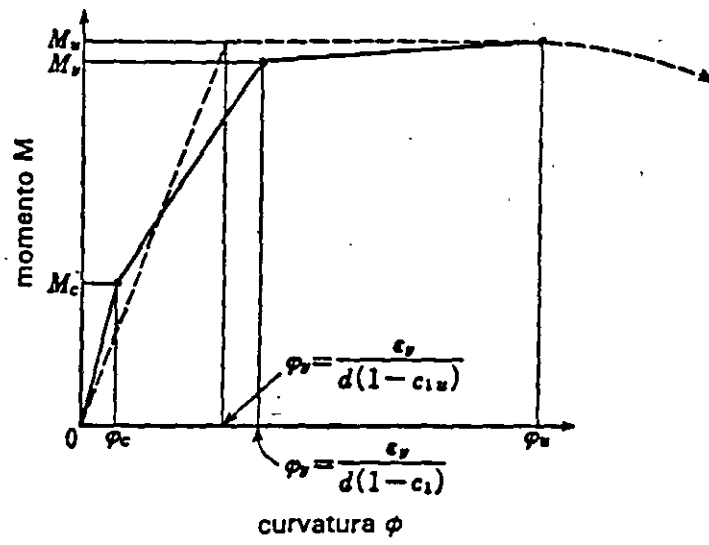


Fig. 8 Diagrama momento-curvatura hipotetizado

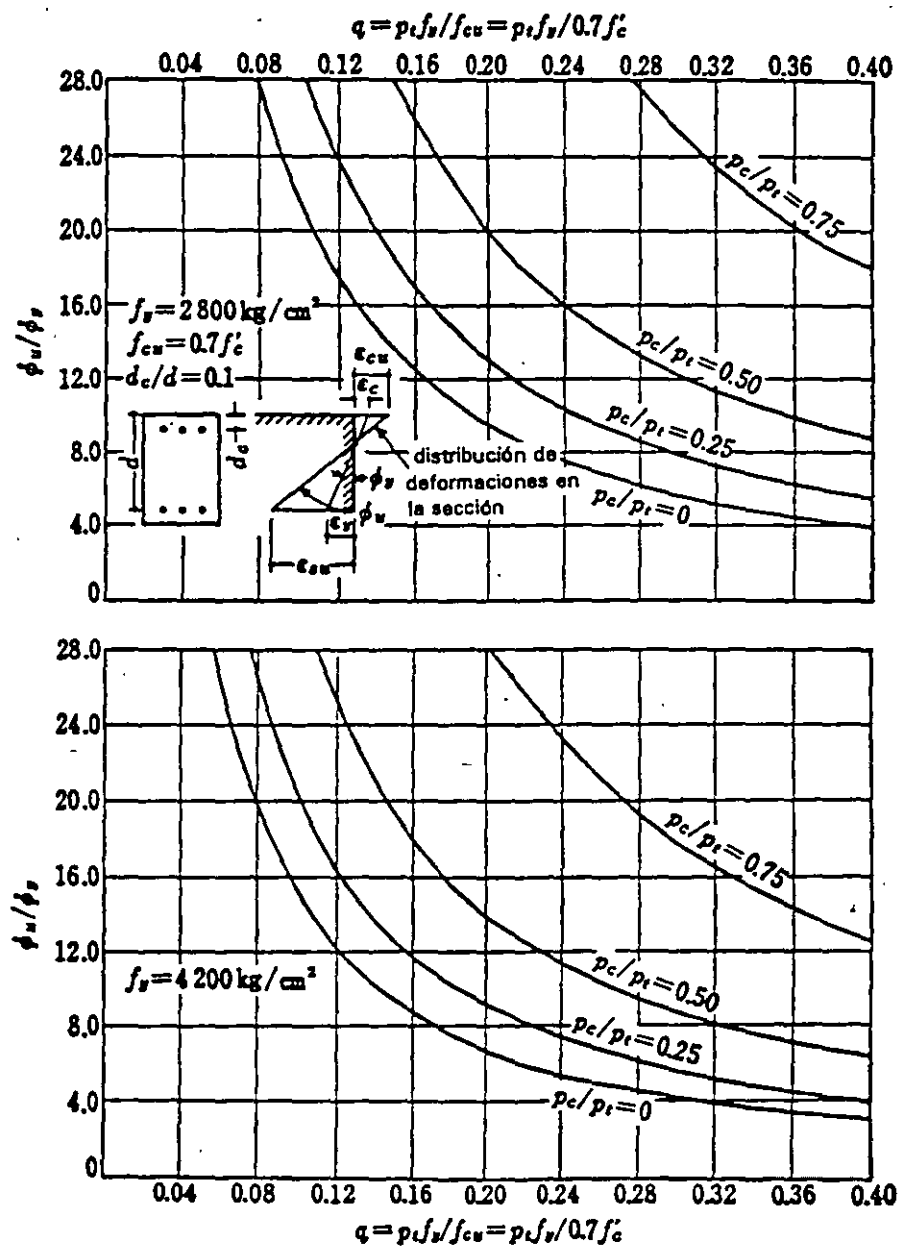


Fig. 9 Ductilidad calculada de la sección transversal de una viga

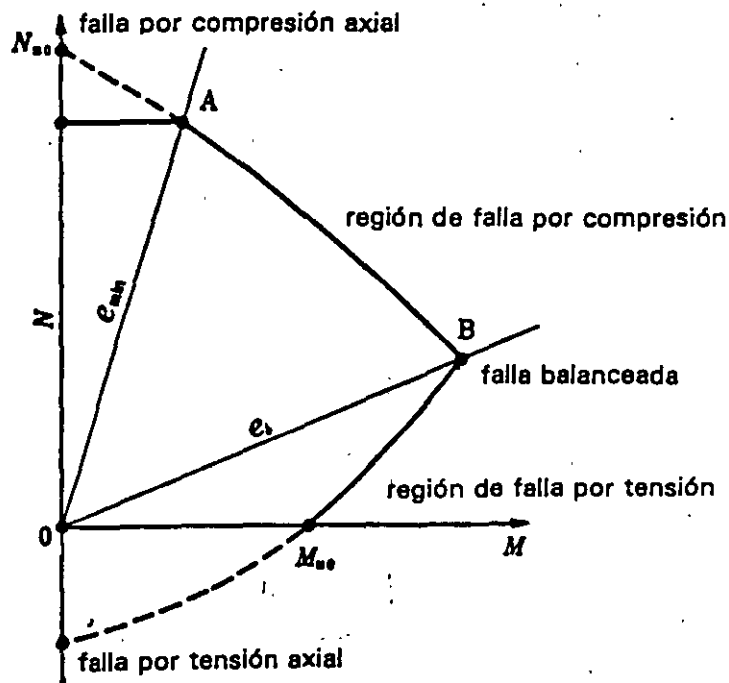


Fig. 10 Diagrama de interacción carga axial (N) y momento flexionante (M)

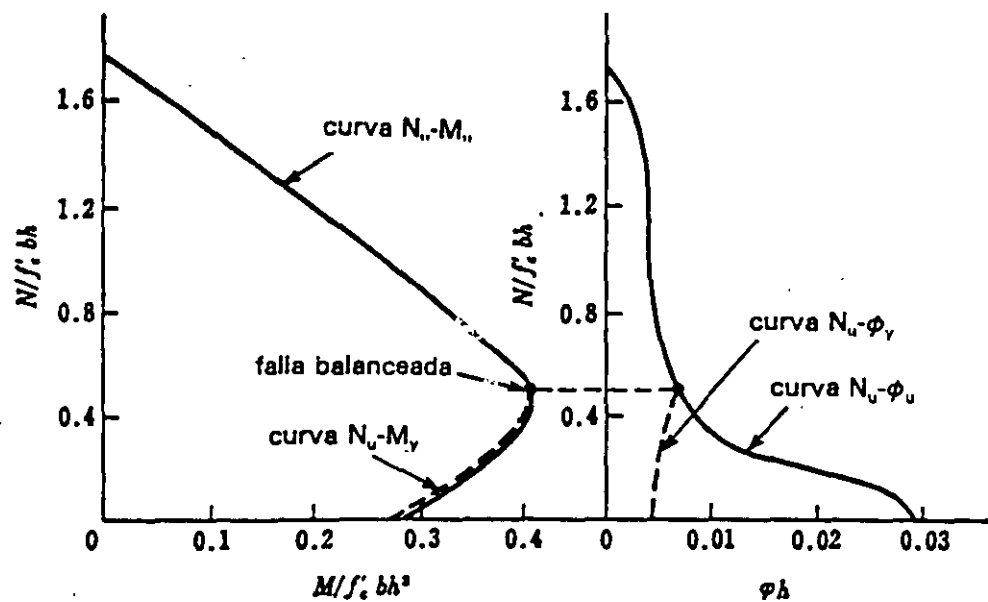


Fig. 11 Gráfica de carga axial (N), momento (M) y curvatura (ϕ)

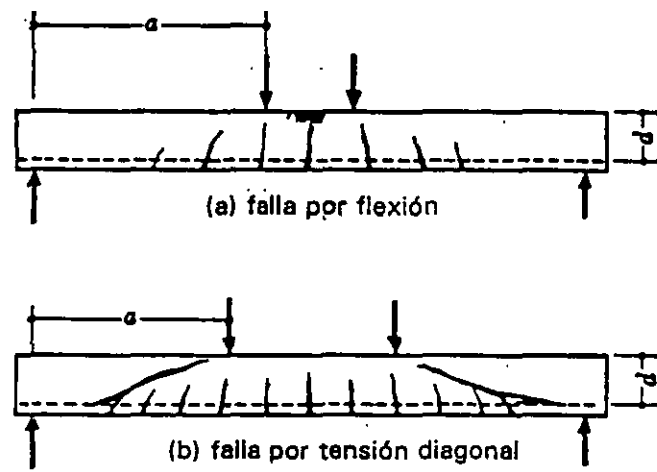


Fig. 12 Representación de la falla por cortante en vigas de relación a/d grande

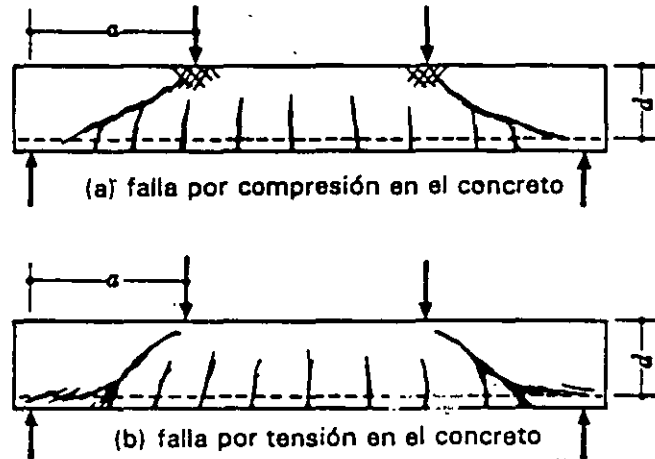


Fig. 13 Representación de la falla por cortante en vigas de relación a/d pequeña

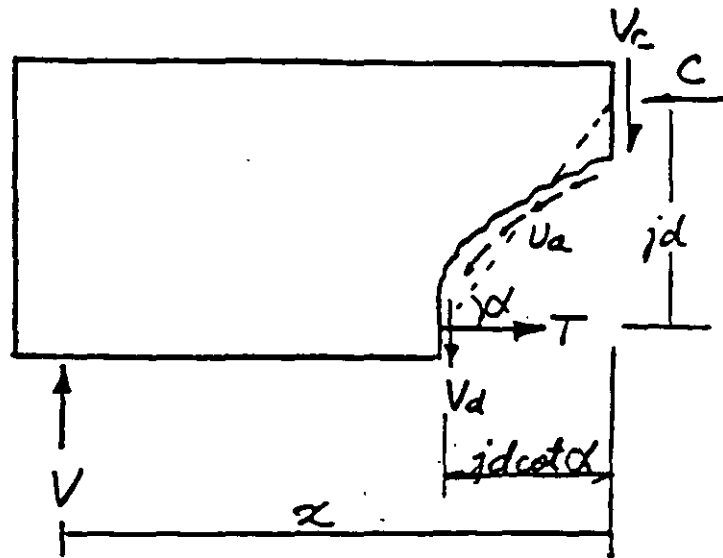


Fig. 14 Equilibrio en el claro de cortante de la viga (sin refuerzo lateral)

9

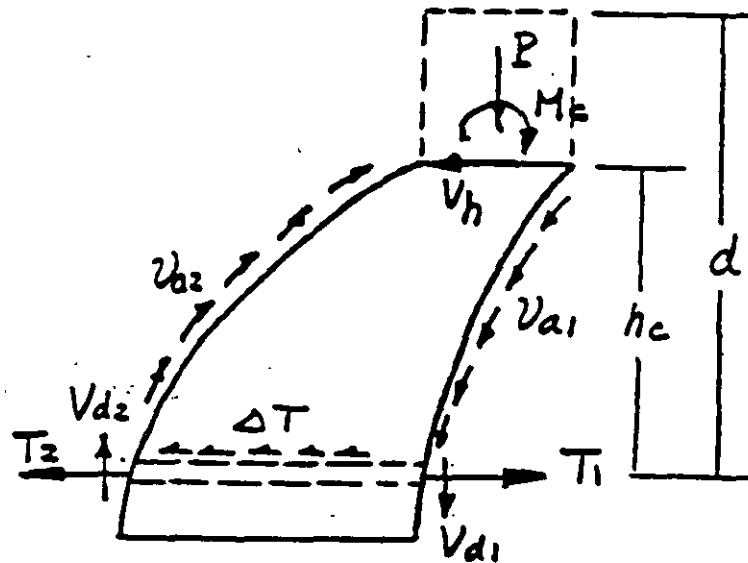


Fig. 15 Acciones en el "cantiléver" formado por grietas de flexo-cortante

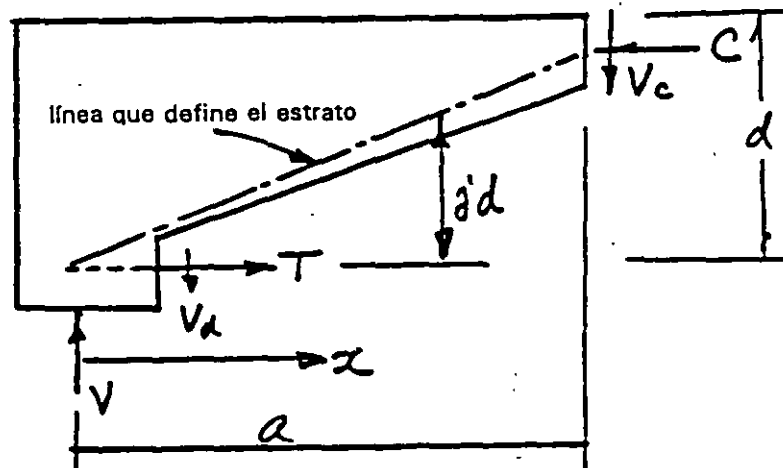


Fig. 16 Mecanismo de arco de transmisión de fuerza cortante

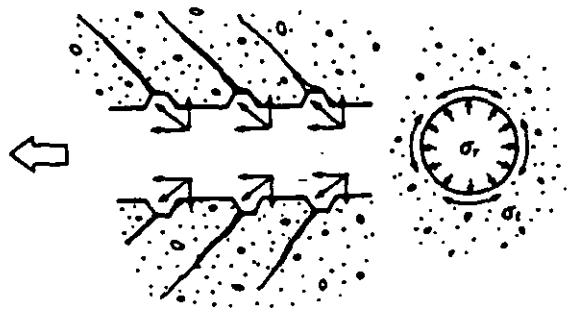
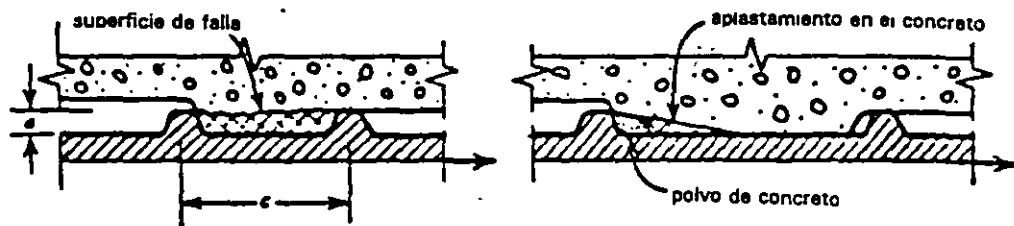


Fig. 17 Cortante directo o cizalleo entre el acero corrugado y el concreto circundante



(a) falla por cortante directo ($a/c > 0.15$)

(b) falla de anclaje ($a/c < 0.10$)

Fig. 18 Dos mecanismos de falla representativos en el problema de adherencia y anclaje

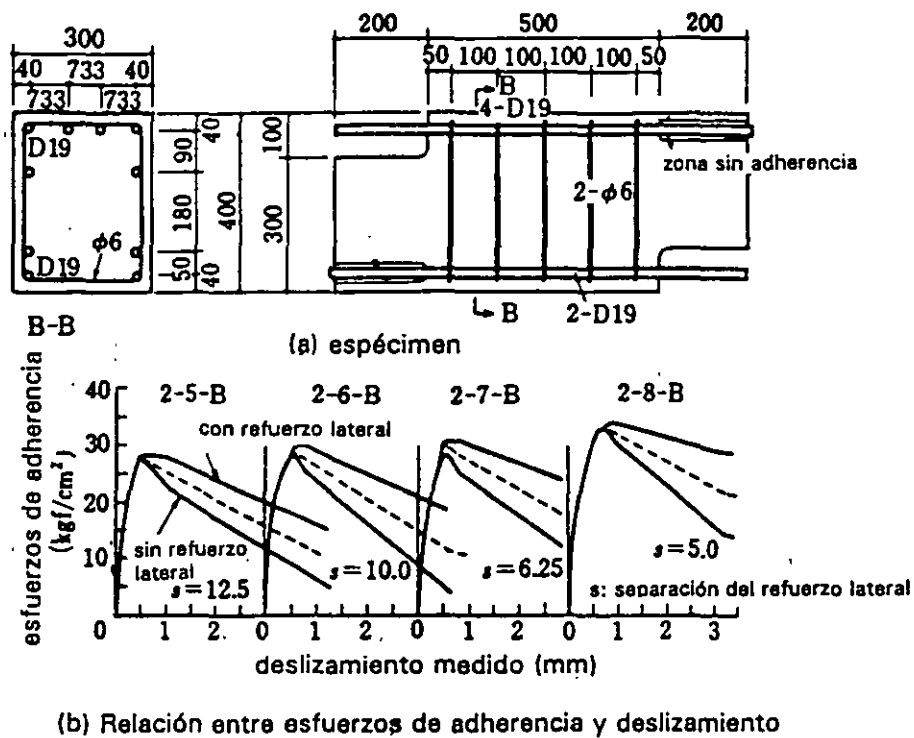


Fig. 19 Resultados experimentales sobre adherencia y anclaje en acero corrugado

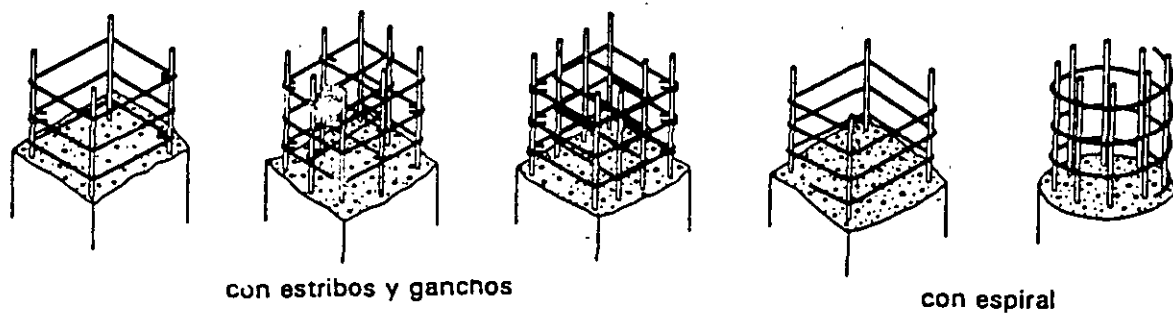


Fig. 20 Distribución de refuerzo lateral típico en columnas

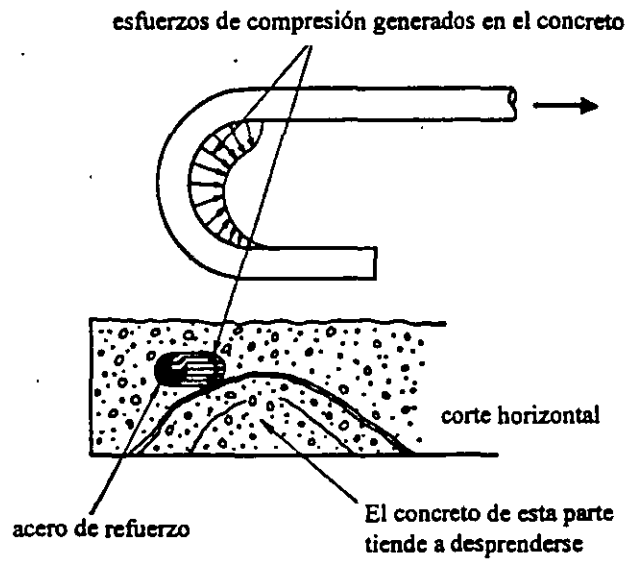


Fig. 21 Efecto del gancho en el traslape de refuerzo

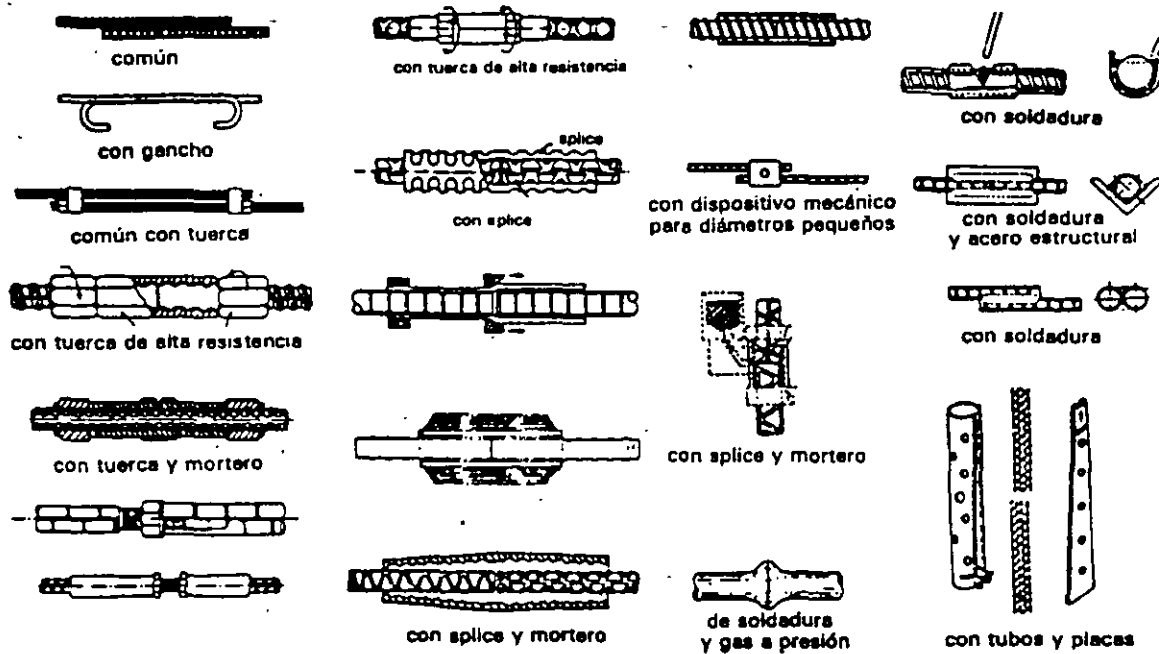


Fig. 22 Diversos métodos de traslape en acero de refuerzo

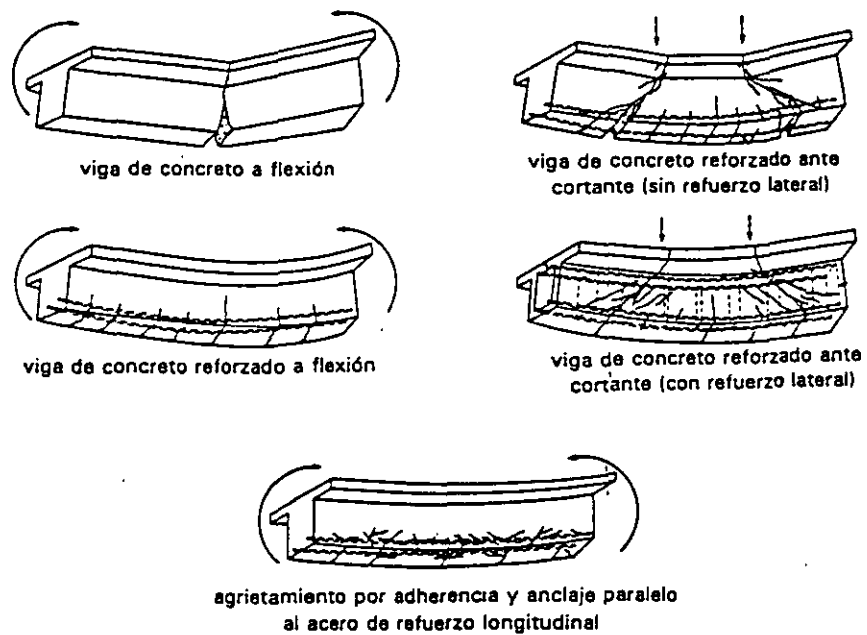


Fig. 23 Modos de falla en vigas

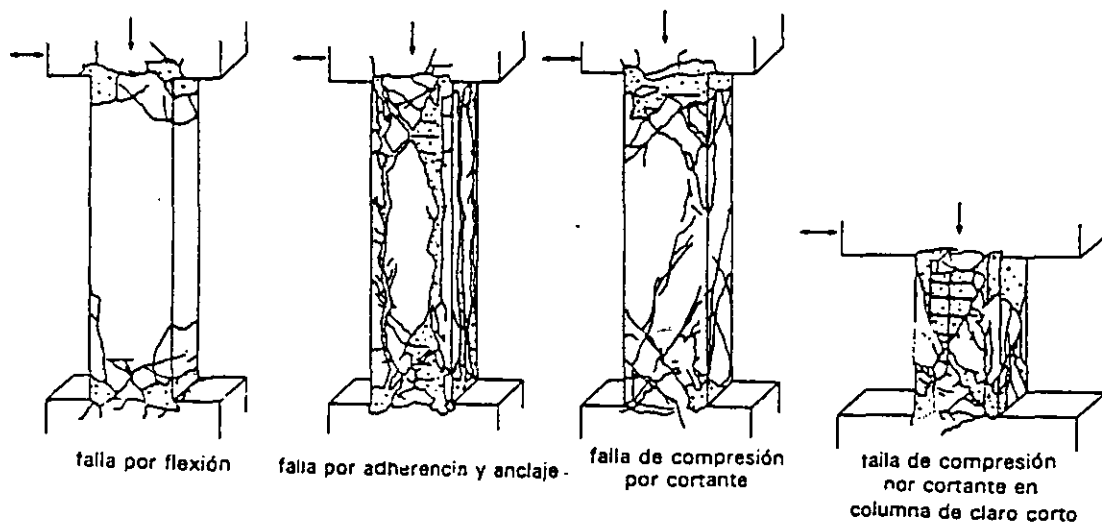


Fig. 24 Modos de falla en columnas

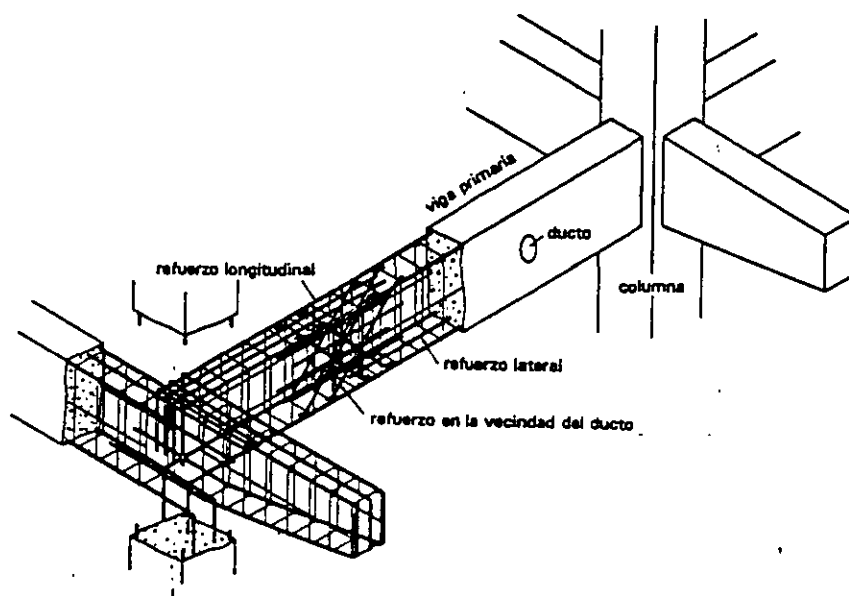


Fig. 25 Detalle de refuerzo para ductos en el alma de viga

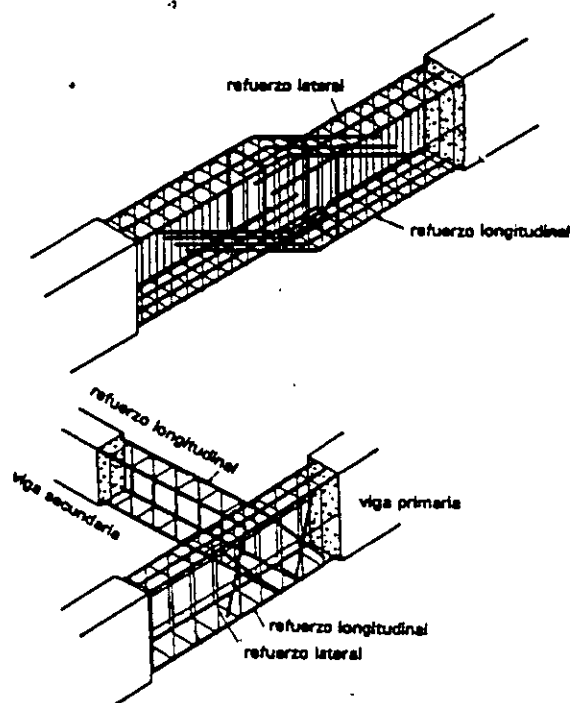


Fig. 26 Detalle de refuerzo en viga con desnivel y del apoyo de una viga secundaria en una primaria

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

MUROS ESTRUCTURALES

Sergio M. Alcocer
Centro Nacional de Prevención de Desastres e
Instituto de Ingeniería

1. INTRODUCCION

Es común que se denomine a los muros de concreto reforzado como "muros de corte" o "muros de cortante" porque resisten un alto porcentaje de la fuerza cortante lateral total. Sin embargo, estos términos son desafortunados y un tanto engañosos puesto que la mayoría de los muros se pueden diseñar de manera que tengan un comportamiento dominado por flexión, y que, por tanto, exhiban un modo de falla dúctil. En este capítulo usaremos el término "muros estructurales de concreto" para referirnos a los muros que deberán resistir las fuerzas inducidas por las aceleraciones sísmicas.

Los muros estructurales bien diseñados y detallados ofrecen varias ventajas para su uso en zonas sísmicas:

1. Poseen una mayor rigidez que la de marcos de concreto reforzado.
2. Dada su alta rigidez, exhiben un comportamiento adecuado ante sismos moderados.
3. Poseen una buena capacidad de deformación (ductilidad) que les permite resistir sismos intensos.

Los muros estructurales deben diseñarse para resistir la variación del cortante en la altura (que es máximo en la base), del momento, que produce compresión en un extremo y tensión en el extremo opuesto, así como las cargas gravitacionales que producen compresión en el muro (Fig. 1). La cimentación debe diseñarse para resistir el cortante y el momento máximos que pueden desarrollarse en la base del muro. El refuerzo en la base debe detallarse cuidadosamente para que las fuerzas puedan transferirse entre el muro y la cimentación; en particular, se debe enfatizar la unión y el anclaje de varillas.

Aunque es difícil satisfacer todos los requisitos de funcionamiento de un edificio, los muros estructurales deben colocarse de manera que la distribución de rigidez en planta sea simétrica y que la configuración sea estable torsionalmente (Fig. 2). Además se debe observar que la cimentación pueda resistir el momento de volteo de la base. Es preferible la colocación de un mayor número de muros estructurales en el perímetro como sea posible. Otro aspecto a considerar es que mientras mayor sea la carga gravitacional resistida por un muro, menor será la demanda por refuerzo de flexión y más fácil será la transmisión de momentos de volteo a la cimentación. Por tanto, a menor cantidad de muros, mayores son las fuerzas que deben ser transmitidas a la cimentación.

2. TIPOS DE MUROS ESTRUCTURALES

2.1 Según la Forma de su Sección Transversal

Atendiendo a la sección transversal los muros pueden ser como los presentados en la Fig. 3. En algunas ocasiones los muros poseen elementos extremos (Figs. 3b, 3c, 3d) para permitir el anclaje adecuado de vigas transversales, para colocar el refuerzo a flexión, para dar estabilidad a muros con almas angostas y para

proporcionar un confinamiento más efectivo del concreto en la zona de articulación plástica.

Por lo general, el espesor mínimo de un muro estructural es de 20 cm si se emplean varillas corrugadas para su refuerzo, y de 15 cm si se usa malla de acero electrosoldada.

2.2 Según su Forma en Elevación

La mayor parte de los muros son prismáticos, es decir, que no sufren cambios de dimensiones en elevación. Sin embargo es frecuente que su espesor disminuya con la altura. De acuerdo con las variaciones en la altura, los muros estructurales se pueden clasificar como muros estructurales sin aberturas y muros con aberturas. En el último caso las aberturas se dejan para colocar ventanas o puertas o ambas.

La mayoría de los muros estructurales sin aberturas se puede tratar como una viga-columna. Las fuerzas laterales son introducidas mediante una serie de cargas puntuales a través de los diafragmas de piso. Dada su relación de aspecto altura del muro / longitud h_w/l_w , se distinguen muros esbeltos con relaciones h/l mayores que dos, y muros robustos para relaciones menores o iguales a dos (Fig. 4). Es importante señalar que los muros bajos (robustos) poseen una elevada resistencia a la flexión, aun para refuerzo vertical mínimo, por lo que es necesario aplicar fuerzas cortantes muy altas para desarrollar dicha resistencia. Esto provoca que el comportamiento de este tipo de muros sea dominado por corte.

Las aberturas de los muros deben colocarse de forma que no disminuyan las resistencias a la flexión y al cortante. Un ejemplo de ello es la Fig. 5a. Si las aberturas se colocan de manera alternada en elevación es recomendable la colocación de refuerzo diagonal para ayudar en la formación de campos diagonales a compresión y a tensión una vez que el muro se ha agrietado diagonalmente (Fig. 5b). Si las aberturas se colocan en forma regular se obtiene un tipo de muros llamados acoplados que poseen excelentes características de comportamiento sísmico (Fig. 6).

2.3 Según su Comportamiento

Según su comportamiento, los muros estructurales de concreto se pueden dividir en:

1. Muros de cortante, en los cuales el corte controla las deflexiones y la resistencia;
2. Muros de flexión, en los que la flexión controla las deflexiones y la resistencia;
3. Muros dúctiles (muro estructural "especial") que poseen buenas características de disipación de energía ante cargas cíclicas reversibles.

Si esperáramos un comportamiento esencialmente elástico, cualquier tipo de muro de los arriba citados sería adecuado. Sin embargo, si anticipamos que el muro estará sometido a deformaciones en el intervalo inelástico, como ante sismos, es inaceptable el uso de muros de cortante; es preferible un muro dúctil.

3. MUROS ESTRUCTURALES ESBELTOS

3.1 Modos de Falla y Criterio de Diseño

Un prerrequisito para el diseño de muros estructurales dúctiles es que la fluencia del refuerzo de flexión en zonas de articulación plástica definidas controle la resistencia, las deformaciones inelásticas y la capacidad de deformación de toda la estructura. De esta manera, la principal fuente de disipación de energía será la plastificación del acero a flexión (Fig. 7b y 7e). Se deben evitar los modos de falla debidos a la fractura del acero a flexión (Fig.

7f), a tensión diagonal (Figs. 7c y 7g) o a compresión diagonal causados por cortante (Fig. 7h). Asimismo, se deben evitar las fallas causadas por inestabilidad del alma del muro o del refuerzo principal a compresión, el deslizamiento por cortante a lo largo de juntas de construcción (Fig. 7d) y la falla por cortante o adherencia a lo largo de uniones de barras o de anclajes.

En la Fig. 8 se muestra la respuesta histerética de un muro estructural controlada por la resistencia al corte. Es evidente la continua reducción en la resistencia y en la capacidad de disipación de energía con los ciclos. Por el contrario, en la Fig. 9, se presenta la respuesta histerética estable de un muro estructural dúctil. Es claro que aun para una ductilidad de desplazamiento igual a cuatro, la respuesta exhibe una capacidad de disipación de energía muy buena. El comportamiento de muros estructurales dúctiles es comparable con el de columnas; su capacidad de rotación plástica es afectada por fuerzas axiales y cortantes.

Puesto que el área bruta de la sección de un muro estructural es muy grande, las cargas axiales que obrarán sobre él estarán muy por debajo del punto balanceado; debido a lo anterior, una adecuada ductilidad de curvatura se logrará si:

1. Se coloca el refuerzo por flexión en los extremos del muro; y
2. Se confinan estos extremos mediante estribos con bajas separaciones. El confinamiento aumentará la capacidad de deformación útil del concreto y retrasará el pandeo del acero de flexión.

Para evitar problemas de corte, el diseño de flexión debe garantizar que:

1. El agrietamiento diagonal del muro no ocurra aun ante los momentos máximos que se pueden producir por el muro;
2. Si ocurriese el agrietamiento diagonal, el cortante sería resistido por el refuerzo del muro, y
3. Los esfuerzos nominales de corte deben mantenerse bajos para retrasar la falla por deslizamiento del muro y para prevenir el aplastamiento del concreto en el alma.

Los criterios de diseño escritos arriba son fácilmente satisfechos en muros esbeltos cuyo comportamiento por naturaleza es dominado por flexión. Sin embargo, es prácticamente imposible diseñar los muros robustos para que su comportamiento sea dominado por flexión. En esos casos es preferible diseñar los muros para que permanezcan elásticos ante las cargas máximas anticipadas.

3.2 Resistencia a la Flexión

Para diferentes cargas axiales en los muros es factible calcular la relación momento-curvatura empleando un programa de computadora. Como se mencionó en el capítulo sobre columnas, este diagrama describe el comportamiento del elemento; es similar a un diagrama esfuerzo-deformación de un material. Afortunadamente, los diagramas se pueden obtener en forma aproximada empleando métodos simples tales como los usados para columnas.

Suponiendo un bloque equivalente de esfuerzos en el concreto a compresión y que el acero a tensión está sometido a un esfuerzo igual o menor que el esfuerzo de fluencia, se puede obtener por equilibrio de fuerzas en la sección que la capacidad a flexión de un muro estructural está dada por la Ec. 1.

$$M_n = 0.5 A_s f_y l_w \left(1 + \frac{N_n}{A_s f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \quad (1)$$

donde A_s es el área de acero a tensión en el muro (refuerzo vertical);
 f_y es el esfuerzo de fluencia del acero vertical de los muros;

l_w es la longitud del muro;

N_a es la carga axial actuante; y

c es la profundidad del eje neutro medida desde la fibra a compresión máxima.

Si continuamos con la analogía de muros estructurales esbeltos con columnas, es claro que se puede obtener una mayor resistencia a la flexión si concentramos el refuerzo vertical (a flexión) en las fibras extremas de la sección transversal. En la Fig. 10 se presenta la comparación del comportamiento de dos muros esbeltos con misma cantidad de refuerzo por flexión, pero en donde en uno de los muros el refuerzo está distribuido uniformemente en la longitud del muro y en el otro se ha concentrado en los extremos, manteniendo solamente refuerzo mínimo en la porción intermedia. De la gráfica se puede concluir que los muros con refuerzo concentrado en los extremos son, en comparación con aquellos con refuerzo distribuido, más resistentes y mucho más dúctiles. Este incremento en la eficiencia, sin embargo, se puede ver contrarrestada si el acero a flexión alcanza deformaciones dentro del intervalo de endurecimiento de deformación ya que la ductilidad disminuye. Es necesario entonces confinar los elementos extremos de los muros en donde se concentra el acero (ver sección 3.4).

Si colocamos el refuerzo por flexión en el muro en cantidad igual a la requerida por el momento flexionante obtenido del análisis de la estructura, es teóricamente posible la formación de la articulación plástica en cualquier parte de la altura del muro. Por tanto, si deseamos que la articulación se forme en la base del elemento es necesario diseñar por flexión el resto del muro por arriba del momento último (sobrediseñar). Además, el refuerzo por flexión debe cortarse de manera que la articulación ocurra en la base. Con base en información experimental, la longitud de la articulación plástica sobre la altura del muro varía entre $0.3l_w$ y $0.8l_w$. Fuera de esta región, las varillas deberán tener una longitud igual a la longitud de desarrollo.

3.3 Resistencia al Cortante

La resistencia al corte en muros estructurales esbeltos está proporcionada por el concreto y el acero horizontal. El componente de la resistencia debida al concreto depende de que hayan aparecido grietas diagonales en el alma del muro o que el muro exhiba fisuras por flexión-cortante. En el primer caso, las grietas empiezan cerca del centro del alma y aparecen cuando los esfuerzos principales a tensión exceden a la resistencia a tensión del concreto.

Para fines de diseño, la contribución del concreto a la resistencia se puede tomar de manera conservadora igual a la empleada en vigas. En el reglamento para estructuras de concreto del Instituto Americano del Concreto, se presentan dos expresiones alternas para calcular esta contribución; sin embargo, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el Distrito Federal (NTC-Concreto) sólo consideran la expresión para vigas.

La contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a fuerza cortante es calculada de manera similar al caso de vigas. La única diferencia está en el peralte efectivo d que, para el caso los muros se toma igual a $0.8l_w$. Para una longitud de muro dada, el peralte efectivo dependerá de la cuantía y de la distribución del acero vertical. Sin embargo, se puede demostrar que la hipótesis convencional de tomar $d=0.8 l_w$ es razonable.

Resultados experimentales han indicado que, manteniendo las otras variables iguales, se mejora la respuesta histerética de muros cuando el refuerzo en el alma es mediante varillas de diámetro pequeño colocadas a separaciones pequeñas.

Con objeto de garantizar la resistencia del muro al agrietamiento diagonal del concreto, es necesario colocar una cuantía mínima de refuerzo horizontal. Para valores normales de resistencia a la compresión del concreto y varillas Grado 400 (Grado 400 se refiere a $f_y = 400 \text{ MPa} \approx 4,200 \text{ kg/cm}^2$), la cuantía mínima es igual a 0.25%. Esta cantidad de refuerzo es adecuada para controlar los cambios volumétricos del concreto.

De manera similar al caso de vigas y columnas, la resistencia al cortante disminuye en regiones donde fluye el refuerzo a flexión. Por tanto, es importante diseñar y detallar refuerzo horizontal por corte adicional para la zona de la articulación plástica.

El deslizamiento por cortante en muros estructurales esbeltos es menor crítico que en vigas debido a la carga axial actuante y a la distribución uniforme del refuerzo vertical. Este último ayuda a controlar el agrietamiento horizontal y resiste el cortante mediante la acción de dovela (transversal al eje de la varilla) y cortante-fricción. En planos de deslizamiento potencial es recomendable colocar el acero vertical a una separación igual al espesor del muro. Estudios experimentales han demostrado que la falla por deslizamiento puede retrasarse si el esfuerzo cortante nominal es menor de $3\sqrt{f'_c}$, en kg y cm².

3.4 Confinamiento e inestabilidad

Como se estudió en el capítulo sobre confinamiento, un adecuado confinamiento del concreto incrementa su resistencia a la compresión y su capacidad de deformación (ductilidad). Cuando fluye el refuerzo a flexión del muro, los esfuerzos a compresión en el concreto aumentan para equilibrar la tensión, pero si el concreto no está confinado, puede alcanzar la falla rápidamente. En este caso la falla se caracterizaría por el aplastamiento y desconchamiento del concreto en una gran porción de los extremos del muro. El confinamiento debe extenderse sobre la zona de la articulación plástica.

Para evitar una posible falla por inestabilidad de la zona a compresión del muro (Fig. 11) es recomendable que el espesor del muro sea mayor o igual a un décimo de la altura de la planta baja del edificio. El pandeo del refuerzo principal a compresión se puede retrasar si éste se confina con estribos cerrados separados a seis veces el diámetro máximo nominal de la varilla vertical del muro.

Aun cuando el muro se confine, es probable que pueda fallar por inestabilidad lateral del núcleo confinado. Esta falla puede evitarse si se colocan patines en los extremos del muro. En la Fig. 12 se muestran detalles típicos del refuerzo transversal en los patines.

3.5 Diseño

Las NTC-Concreto contienen requisitos para el diseño y detallado de muros estructurales sujetos a fuerzas horizontales en su plano. No se pretende en este acápite transcribir dichos requerimientos; solamente se comentarán algunos de ellos.

Los edificios, en los cuales los muros resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se diseñan con un factor de comportamiento sísmico $Q=3$ (Art. 4.5.2) si se satisfacen los requerimientos para elementos extremos; de otra manera se emplea $Q=2$. El valor $Q=3$ presupone que la capacidad de disipación de energía y la ductilidad del muro estructural son buenas, de aquí que es indispensable una inspección y supervisión estrictas durante la construcción. De particular relevancia es la colocación del refuerzo transversal, traslapes y anclaje según los planos estructurales. En el Art. 4.5.2.a se indica la distribución del refuerzo vertical por flexión en la longitud del muro y el corte del refuerzo. La razón de colocar el refuerzo vertical distribuido en muros robustos obedece a consideraciones de resistencia al cortante. Para muros con relación de aspecto h_w/l_w mayor que 1.2, el corte del refuerzo longitudinal se hará a una altura igual a $1.2l_w$. La razón es la de asegurar un anclaje adecuado del refuerzo en la zona de la articulación plástica.

Para usar $Q=3$, los elementos extremos de los muros deben confinarse con estribos colocados a pequeñas separaciones. Los estribos deberán ser cerrados y de una pieza, ya sea sencillos o sobrepuestos. El diámetro menor será varilla del No. 10 (se refiere a 10 mm, es decir, de 3/8 pulg). Los estribos deben rematar en una esquina con

dobles de 135 °, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. La separación máxima no debe exceder de 10 cm. El cumplimiento de los requisitos de detallado anteriores es esencial para confinar adecuadamente el concreto, evitar pandeo del refuerzo longitudinal y mejorar la capacidad de disipación de energía y ductilidad del muro.

La expresión para calcular la cuantía del refuerzo vertical p_v (Art. 4.5.2c, Ec. 4.7) indica que si h_w/l_w disminuye, la cantidad de acero vertical aumenta, lo cual es consistente con lo discutido para muros estructurales robustos (ver sección 4).

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (p_h - 0.0025)$$

Las NTC-Concreto indican que la separación máxima del refuerzo será de 35 cm. Esta recomendación está basada en criterio y en práctica tradicional, y no en estudios específicos.

El esfuerzo cortante máximo se limita a $2\sqrt{f'_c}$, en kg y cm^2 , para evitar el aplastamiento del concreto asociado a fallas por compresión diagonal. La sección crítica por corte está a media altura de entrepiso.

4. MUROS ESTRUCTURALES ROBUSTOS

4.1 Tipos de Muros

Se denomina muro estructural robusto a aquél con una relación de aspecto h_w/l_w menor o igual que dos. De acuerdo a su comportamiento se les puede clasificar en tres categorías:

1. Muros elásticos. Es usual que la resistencia de muros bajos sea tan alta que respondan en el intervalo elástico ante sismos intensos. La mayoría de los muros pertenece a este tipo.
2. Muros que pueden cabecear. Es el caso de muros que resisten la mayor parte de la carga lateral aunque soportan una carga vertical relativamente baja. En este caso la capacidad del muro está limitada por la resistencia a volteo. Si la cimentación se diseña para este tipo de comportamiento el muro permanece elástico.
3. Muros dúctiles. En algunas ocasiones no es posible diseñar la cimentación de manera que los muros permanezcan en el intervalo elástico. Entonces es necesario diseñar los muros para que exhiban un comportamiento inelástico limitado.

Es común que la resistencia a flexión de estos muros sea tan alta que es difícil desarrollarla sin que fallen por corte antes. Es importante notar que este tipo de falla puede aceptarse si las demandas de ductilidad (desplazamiento) son mucho menores que las requeridas para muros esbeltos o acoplados. Estos muros deben identificarse como muros con ductilidad restringida.

4.2 Resistencia a la Flexión

Para resistir el momento flexionante, usualmente es suficiente colocar refuerzo vertical mínimo distribuido, uniformemente. El principal problema es cómo resistir la fuerza cortante. Al igual que para los muros esbeltos, la distribución uniforme del acero vertical ayuda a resistir el deslizamiento por cortante mediante los mecanismos de cortante-fricción y acción de dovela de las varillas.

4.3 Resistencia al Cortante

En los primeros ensayos ante carga lateral realizados en muros bajos, se aplicó la fuerza concentrada en las esquinas de los tableros. Los muros robustos, cargados de esta manera, pueden resistir cargas importantes debido a la formación de un puntal de compresión interno. Sin embargo, los muros robustos son generalmente cargados mediante cargas puntuales transmitidas por los diafragmas de piso en cada nivel. En estos casos el mecanismo resistente de puntales de compresión no es tan eficiente como en el caso de carga concentrada.

Al igual que en los muros estructurales esbeltos, es indispensable la colocación de refuerzo horizontal para resistir parte del cortante. Sin embargo, también es necesario colocar refuerzo vertical para tomar el cortante. Si observamos la Fig. 13, es claro que para equilibrar el componente vertical del puntal a compresión, es necesario un tensor, es decir, refuerzo vertical. Se concluye que el cortante solamente se puede resistir si se coloca refuerzo vertical. La cuantía mínima de refuerzo, tanto horizontal como vertical, será igual a 0.25% como para el caso de muros esbeltos.

En la Fig. 14 se presentan esquemáticamente los modos de falla por cortante de muros robustos. Se produce una falla por tensión diagonal (Fig. 14a) cuando el refuerzo horizontal es insuficiente para controlar la grieta. La resistencia a tensión diagonal depende de cómo se aplica la fuerza cortante. Así, si se puede distribuir la fuerza a lo largo del muro, el agrietamiento por tensión diagonal no será sinónimo de falla (Fig. 14b).

Si el esfuerzo cortante es elevado y el refuerzo horizontal es adecuado, el concreto puede aplastarse bajo la compresión diagonal (Fig. 14c). Este caso es típico en muros con patines con una resistencia a la flexión elevada. A menudo, el aplastamiento puede extenderse sobre la longitud del muro (Fig. 14d). La falla por compresión diagonal conduce a una rápida pérdida de resistencia y debe evitarse cuando se diseñen los muros. Los reglamentos de construcción (ver sección 3.5) limitan el esfuerzo cortante máximo que se puede aplicar para asegurar que la falla por compresión no disminuya la ductilidad disponible.

Como se mencionó arriba, las fallas por compresión o tensión diagonales se evitan si se limita el esfuerzo cortante nominal y si se coloca refuerzo horizontal. Por tanto las deformaciones inelásticas (fluencia) ocurrirán en el refuerzo vertical. Después de alguno ciclo de carga, es posible que ocurra un deslizamiento de la base. Este fenómeno reduce la resistencia y la rigidez, la última particularmente a bajos niveles de desplazamiento, lo que trae como consecuencia una disminución en la energía disipada. Debido a este desplazamiento, la fuerza de compresión en la zona a compresión de la flexión, se transmite a través de superficies no uniformes de la grieta. Esto conduce a un mayor deterioro que se manifiesta en aplastamiento y desprendimiento del concreto. El daño en el concreto, a su vez, reduce la adherencia del acero vertical y la rigidez de la acción de dovola. Eventualmente el principal mecanismo resistente será el pliegue del refuerzo vertical.

4.4 Control del Deslizamiento por Cortante

Ensayes en muros han indicado los efectos negativos que desplazamientos por corte excesivos producen en la respuesta histerética. También han evidenciado el mejoramiento del comportamiento cuando se coloca refuerzo diagonal que cruza el plano de deslizamiento para reducirlo y para resistir el cortante de deslizamiento. En las Figs. 15a y 15b se presentan las respuestas histeréticas de un muro robusto que falló por deslizamiento sobre la base. La respuesta de la Fig. 15c corresponde a un muro con refuerzo diagonal (Fig. 16) diseñado para resistir el 30% del cortante de deslizamiento; es notable el cambio en las curvas. Para controlar el desplazamiento en la base se ha propuesto que el 50% del cortante sea resistido por acero diagonal y el resto por acción de dovola. Para este último se ha propuesto que sea igual a 0.25 veces la resistencia a tensión del refuerzo vertical.

4.5 Control de la Tensión Diagonal

Para resistir la fuerza de tensión diagonal se debe colocar refuerzo horizontal que equilibre el cortante que actúa sobre un plano de falla supuesto con una inclinación a 45° . Si existe acero diagonal (ver sección anterior) se deberá considerar el componente horizontal de la resistencia.

4.6 Diseño

Los comentarios de diseño según NTC-Concreto se presentan en la sección 3.5.

5. SISTEMAS MIXTOS MURO - MARCO

Es común el empleo de muros estructurales esbeltos en combinación con marcos de acero o de concreto reforzado. En estos casos, los muros se construyen entre columnas, tal que los elementos extremos del muro sean las propias columnas. El sistema mixto marco-muro combina las ventajas de ambos componentes. Así, marcos dúctiles pueden disipar energía en los pisos superiores de un edificio. Por otro lado, dada la rigidez de los muros, las distorsiones de entrepiso (desplazamiento relativo entre altura) estarán dentro de los límites permisibles.

Ante cargas laterales, un marco se deforma principalmente en modo de corte (Fig. 17), mientras que un muro se comporta como un voladizo vertical dominado por flexión. Dada la compatibilidad de desplazamientos obligada por las losas de piso, el marco y los muros comparten la resistencia en los pisos inferiores pero se oponen en los superiores.

En comparación con un muro aislado ante cargas laterales, la interacción con el marco produce menores momentos máximos (en la base), pero fuerzas cortantes mayores. Esto aumenta la tendencia a una falla por corte. Lo anterior es particularmente importante si estudiamos la vieja práctica de algunos despachos de cálculo estructural de diseñar el marco (sin muros) para resistir la carga gravitacional y el (los) muro(s) de manera separada (sin marco) para resistir la carga lateral total. Puesto que para un muro conectado a un marco, el momento máximo es más bajo que el obtenido del análisis de un muro como voladizo, el diseño por flexión sería conservador. Sin embargo, el diseño por corte sería peligrosamente no conservador ya que los cortantes en el muro diseñado como voladizo son menores que los obtenidos en muros conectados a marcos.

Mientras más flexibles son los muros, mayores serán los cortantes que deben ser resistidos por las columnas de los marcos. En realidad la contribución de los muros a tomar cortante es en los pisos inferiores.

En algunas ocasiones, la resistencia y rigidez de la cimentación no son suficientes para evitar el levantamiento del muro por cabeceo. Este fenómeno se traduce en cargas axiales mayores sobre el muro que aumentan su resistencia a la flexión. Este aumento, extrañamente quizá, no es conveniente, ya que aumenta la fuerza cortante. Si este incremento no es tomado en cuenta se puede dañar al muro por corte prematuramente. Además, el levantamiento del muro introduce cortantes en vigas transversales para los que generalmente no son diseñadas. Estas fuerzas cortantes se traducen en fuerzas axiales a tensión en columnas en el extremo opuesto de las vigas. Si esta fuerza de tensión no se consideró en el diseño y detallado de las columnas, es posible que se formen articulaciones plásticas en zonas no detalladas para ello.

Análisis dinámicos más refinados han indicado un buen comportamiento de sistemas mixtos bien detallados en los cuales los muros se extienden de la base a parte de la altura del edificio.

Los comentarios hechos en las secciones anteriores sobre el confinamiento, anclaje y deslizamiento son aplicables a este caso.

6. MUROS ESTRUCTURALES ACOPLADOS

6.1 Ventajas de los Muros Acoplados

Una desventaja potencial de los muros estructurales con comportamiento controlado por flexión es que la mayor parte de la disipación de energía ocurrirá mediante plastificación del refuerzo a flexión, lo que está asociado al peligro de una falla por deslizamiento en la articulación plástica. Este tipo de daño es difícil de reparar puesto que, por lo general, los muros resisten la mayor parte de las cargas gravitacionales del edificio.

Si consideramos el caso de dos muros acoplados, la rigidez del sistema aumentará con el peralte de las vigas de acoplamiento. Sin embargo, la principal ventaja de este tipo de sistema está en su comportamiento inelástico. La deformación de los muros ante cargas laterales causan grandes desplazamientos relativos entre los extremos de las vigas de acoplamiento (Fig. 18). Esto provoca la formación de articulaciones en los extremos mucho antes de la formación de las articulaciones en los muros mismos. La estructura puede disipar una cantidad significativa de energía a través de la sola fluencia de las vigas acopladas. Debido a la respuesta del edificio en el segundo y tercer modo de vibración, aun en medio ciclo de desplazamiento del muro, las vigas de acoplamiento son sometidas a varias ciclos de momento.

Una ventaja adicional del sistema es que si las vigas son severamente dañadas durante un sismo, se pueden reparar de manera relativamente fácil sin dejar al edificio fuera de servicio. Aun más, si las vigas son destruidas completamente, el edificio tiene la redundancia estructural que le brindan los muros trabajando de manera independiente, lo que evita su colapso.

6.2 Criterio de Diseño

Para garantizar un comportamiento adecuado de los muros acoplados se debe satisfacer que:

1. La formación de articulaciones plásticas en las vigas de acoplamiento debe ocurrir antes que la plastificación de los muros; y
2. Las vigas de acoplamiento deben ser detalladas para obtener buenas características de disipación de energía.

El primer requisito es satisfecho si se diseñan los muros de manera que la resistencia nominal al cortante sea mayor que el cortante consistente cuando se alcanza la capacidad a flexión del muro. Esta capacidad se calcula considerando la reducción en la carga axial debido a la formación de articulaciones plásticas en las vigas de acoplamiento. En efecto, al fluir las vigas, las fuerzas cortantes en ellas se traducen en una reducción en las fuerzas axiales en los muros. Si la carga axial neta en el muro de sotavento es baja, se reduce la resistencia al corte y se favorece la degradación por deslizamiento.

Respecto a la resistencia de las vigas de acoplamiento, es importante señalar que la relación claro-peralte de las vigas de acoplamiento es menor de dos, lo que resulta en elementos vulnerables a fallas por cortante.

6.3 Diseño de Vigas de Acoplamiento

Las primeras vigas de acoplamiento se reforzaron por corte de manera convencional, es decir, aplicando conceptos para vigas espeltas y colocando estribos ortogonales al eje a baja separación. Sin embargo, su respuesta ante sismos ha sido deficiente. Las vigas así reforzadas fallan por tensión diagonal con degradación muy severa o por deslizamiento cerca del muro (Figs. 19a y 19b). Las razones de este comportamiento son los altos esfuerzos cortantes nominales que aceleran la degradación por corte y la distribución no lineal de esfuerzos, la cual es diferente de la supuesta por la teoría convencional de vigas. En efecto, el refuerzo longitudinal de la viga permanece a tensión en todo el claro, de manera que el cortante se transmite por medio de un puntal diagonal (Fig. 19c).

Puesto que el concreto se degradará ante ciclos de carga, es necesario resistir la compresión diagonal a través de varillas diagonales que puedan resistir todo el componente inclinado de la fuerza cortante. El mínimo número de varillas es cuatro. Se deberán colocar estribos cerrados a 10 cm máximo para evitar el pandeo de dicho refuerzo. El refuerzo deberá anclarse en el muro para permitir su fluencia. Según NTC-Concreto el anclaje será igual a 1.5 veces la longitud de desarrollo de las varillas. Este incremento pretende disminuir la concentración de esfuerzos en el anclaje. En la Fig. 20 se presenta el comportamiento de vigas de acoplamiento reforzadas convencionalmente y reforzadas con acero diagonal. Es importante observar las excelentes características de disipación de energía de estas últimas. Los detalles del refuerzo de una viga de acoplamiento se ilustran en la Fig. 21. Para evitar el desprendimiento del concreto agrietado, es necesario colocar refuerzo horizontal y vertical mínimo que funcionen como una canasta. Este refuerzo debe cumplir los requisitos para acero por cambio volumétricos y se colocará en dos capas, próximas a las caras de la viga, por afuera del refuerzo diagonal.

7. MUROS DIAFRAGMA DE CONCRETO REFORZADO

7.1 Características

El comportamiento sísmico de marcos con muros diafragma (o de relleno) de concreto reforzado depende del espesor relativo de los últimos con respecto a las dimensiones de vigas y columnas del marco. En efecto, si los muros diafragma son muy delgados, el marco se deformará como un marco sin muros; en este caso la energía se disipará en las vigas y columnas. Por el contrario, si el muro tiene un espesor alto, el marco con muros responderá como un muro estructural, de manera que la energía se disipará mediante fluencia en la base de la estructura. Para muros diafragma de espesor intermedio, el marco con muros se comportará como un muro estructural para bajos niveles de desplazamiento. Para desplazamientos elevados, los muros diafragma se comportarán como puntales equivalentes de compresión y la estructura responderá como un marco arriostrado. Debido a la degradación gradual de los tableros se logrará una significativa cantidad de energía disipada. Aunque el comportamiento de este tipo de sistemas no es tan bueno como el de muros acoplados, ofrece un incremento en resistencia, rigidez y disipación de energía comparado con un marco simple, siempre y cuando el marco y los muros diafragma se diseñen y detallen adecuadamente.

7.2 Criterios de Diseño

Los posibles problemas de diseño en el empleo de muros diafragma y sus soluciones son:

1. Flexibilidad de los tableros. Puesto que los muros diafragma son mucho más rígidos que el marco, es posible que la estructura falle por fluencia en la base. Para este caso, se recomienda que los muros diafragma se compongan de tableros separados por juntas verticales, o bien que la carga asociada a la falla por flexión sea superior que la que produciría el aplastamiento del puntal de compresión.
2. El puntal diagonal de compresión introduce en las columnas fuerzas cortantes elevadas. Para evitar

una falla en la columna se requiere usar una alta cantidad de refuerzo transversal de manera que resista todo el cortante transmitido cuando el muro diafragma se agriete. Así, la resistencia al corte en los extremos de la columna deberá ser mayor que la carga de agrietamiento del muro diafragma (por lo general el esfuerzo de agrietamiento es del orden de $1.8\sqrt{f'_c}$, en kg y cm^2).

3. El muro diafragma puede desprenderse del marco y no disipar energía. Para evitar ello se recomienda la colocación de una cuantía mínima de acero vertical y horizontal igual a 0.0025 con una separación máxima de varillas de 30 cm. Este refuerzo deberá estar anclado al marco.

Lo discutido anteriormente es válido para el caso que se quiera que el muro diafragma contribuya a la resistencia y rigidez ante cargas laterales del edificio. Si el muro es divisorio únicamente, se deberá separar del marco por medio de una junta elástica.

8. DETALLADO

En las secciones anteriores se han hecho varias observaciones respecto a la influencia del detallado en el comportamiento de los muros estructurales. A continuación se enfatizan los aspectos de juntas de construcción y anclaje. La importancia del confinamiento ha sido destacada en otras secciones.

8.1 Juntas de Construcción

Los muros estructurales de concreto normalmente se construyen colando por tramos, mismos que quedan separados por juntas de construcción. Estas juntas tienen, a menudo, una resistencia dudosa. En efecto, durante la compactación del concreto el material más pesado, los agregados, se precipitan al fondo de la capa de colado. Por tanto, en la parte superior existirá un mayor contenido de pasta con relación agua/cemento más alta (de acuerdo a Abrams, a mayor relación agua/cemento, menor es la resistencia).

Para evitar el deslizamiento a lo largo de juntas horizontales es necesario colocar suficiente refuerzo vertical (acero en el alma) con baja separación o acero diagonal (ver sección 4.4) para resistir el cortante mediante el mecanismo de fricción-cortante. Debido al desplazamiento relativo a lo largo de la junta rugosa, la junta se abre (un valor típico es del orden de 0.2 mm). Si algunas varillas cruzan la junta, éstas quedarán sometidas a fuerzas de tensión que serán equilibradas por la compresión a ambos lados de la junta. La resistencia asociada a este mecanismo es proporcional al área transversal del acero que atraviesa la junta y al esfuerzo en las varillas. Para desplazamientos relativos pequeños (del orden de 0.2 mm o menos), el mecanismo de cortante-fricción es razonable. Por tanto, el cortante rasante resistente será función de la fuerza normal a la junta y de la fuerza desarrollada por las varillas que la cruzan multiplicados por un coeficiente de fricción. De esto último se desprende la necesidad de incrementar la rugosidad de juntas de construcción. Las juntas de construcción deben estar libres de polvo, partículas o cualquier otra sustancia que afecte la adherencia con el nuevo concreto. Ensayes de laboratorio han indicado que el uso de aditivos no modifica sustancialmente la resistencia al corte.

El refuerzo vertical mínimo es suficiente para controlar el desplazamiento en la base si el esfuerzo axial sobre el muro es igual o mayor de 4.2 kg/cm^2 .

8.2 Anclaje

El refuerzo vertical en muros, ya sean esbeltos o robustos, debe anclarse en la base del muro; esto es evidente. Parecería que el anclaje del refuerzo del alma no es tan necesario en la parte superior del muro; sin embargo, es de similar importancia, en particular en muros bajos en los cuales la mayor parte del cortante es

resistido por el refuerzo vertical después del agrietamiento del concreto. Se deberán emplear ganchos en la parte superior para garantizar un adecuado anclaje. Un aspecto relevante son las uniones de varillas, en particular cerca de la base del muro. Las NTC-Concreto prohíben traslapes de cualquier tipo en la zona de la articulación plástica. En el caso de muros, la colocación de traslapes en zonas con esfuerzos altos es más detrimental que en el caso de columnas o vigas debido a la falta de un adecuado confinamiento lateral (hacia fuera del plano del muro) por la geometría del elemento.

El refuerzo horizontal se debiera anclar en los extremos y, de preferencia, dentro de los elementos extremos confinados.

En ocasiones no se presta suficiente atención a la separación entre las varillas, particularmente aquellas colocadas en los elementos extremos. Es común observar el uso de paquetes de varillas de gran diámetro muy próximos entre sí lo que dificulta la adecuada colocación y compactación del concreto. Una mala práctica de colado se traduce en hoquedades que reducen la adherencia del refuerzo, lo que a su vez conduce a una disminución en la resistencia, rigidez y capacidad de desplazamiento del muro. Se debe tener especial cuidado en supervisar dicha condición.

9. BIBLIOGRAFIA

1. Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 26 de noviembre de 1987, 73 pp.
2. Ferguson, P.M., Breen, J.E., y Jirsa, J.O., "Reinforced concrete fundamentals, John Wiley & Sons, Nueva York, 5a. ed., 1988, 746 pp.
3. Jirsa, J.O., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1987.
4. Klingner, R.E., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1985.
5. Paulay, T., y Priestley, M.J.N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings," John Wiley & Sons, Nueva York, 1a. ed., 1992, 744 pp.

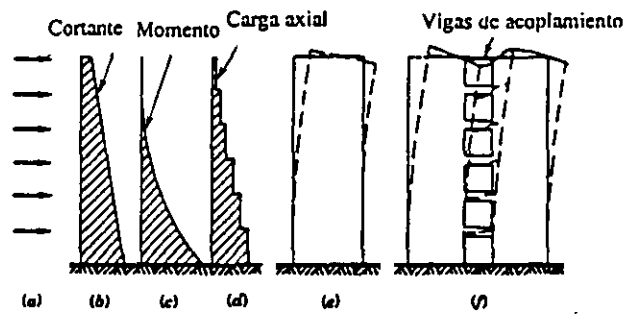


Fig. 1 Variación de la fuerza cortante, momento y carga axial en un muro estructural aislado

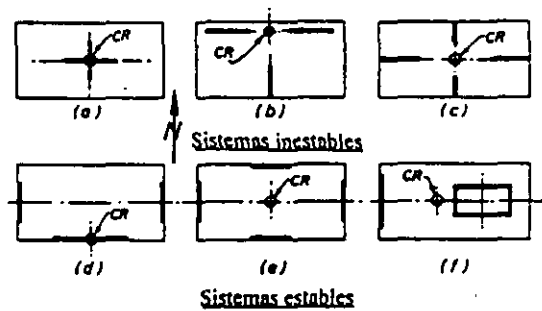


Fig. 2 Ejemplos de estabilidad torsional en sistemas de muros estructurales

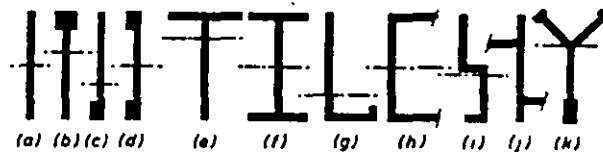


Fig. 3 Secciones transversales comunes de muros estructurales

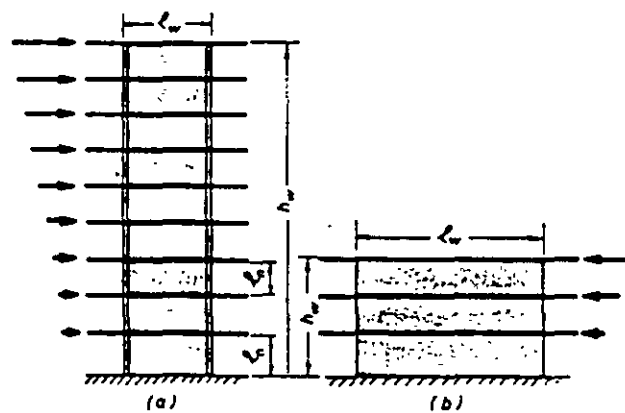


Fig.4 Muros estructurales esbeltos y robustos

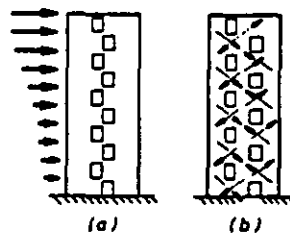


Fig. 5 Resistencia al corte afectada por aberturas en muros

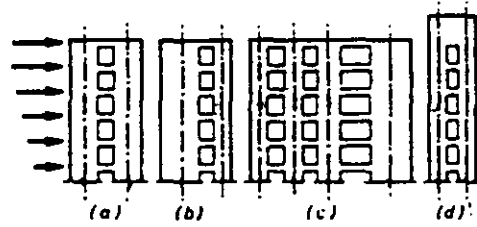


Fig. 6 Tipos de muros estructurales acoplados

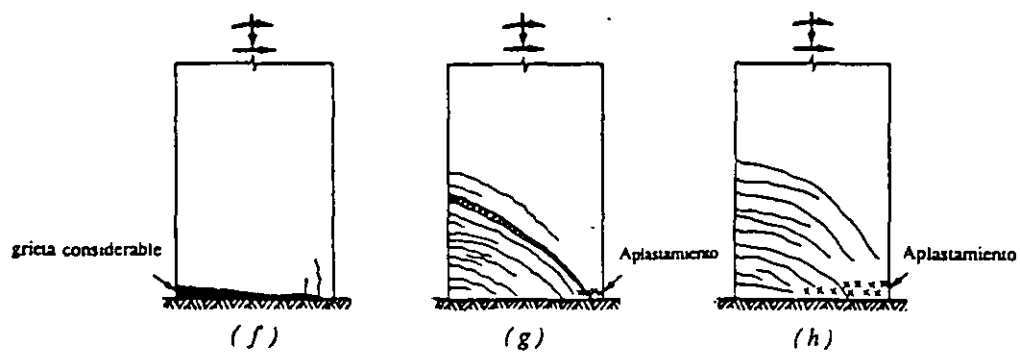
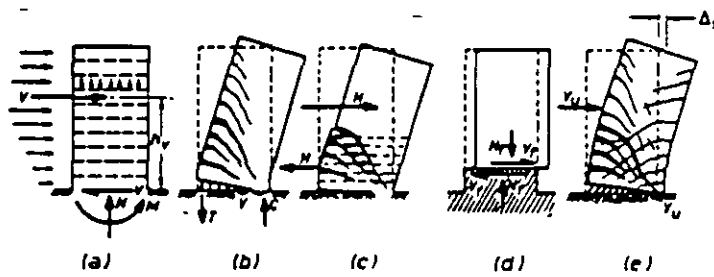


Fig. 7 Modos de falla en muros esbeltos

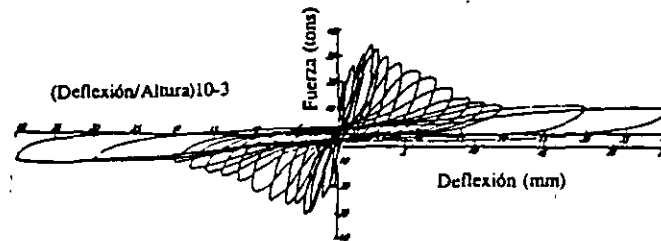


Fig. 8 Respuesta histerética dominada por la resistencia al corte de un muro estructural

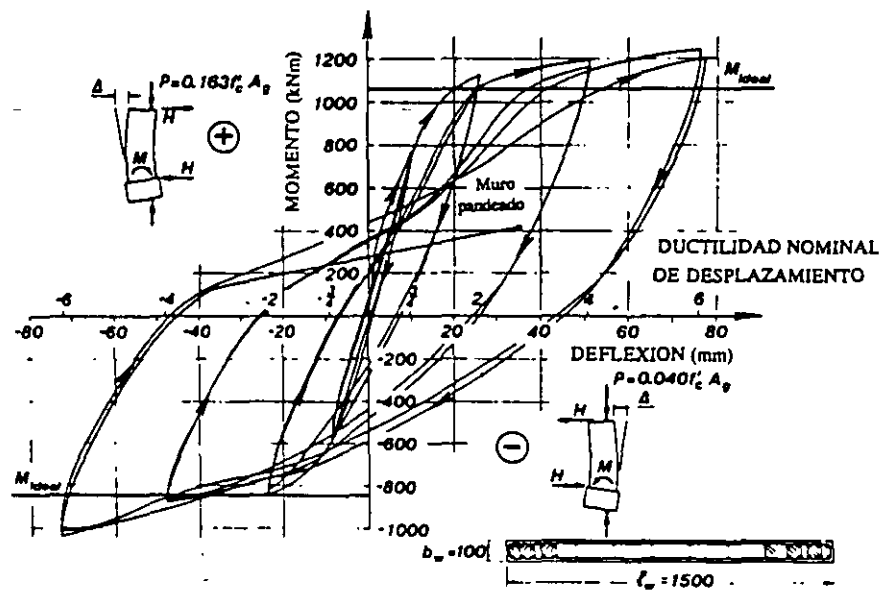


Fig. 9 Respuesta histerética estable de un muro estructural dúctil

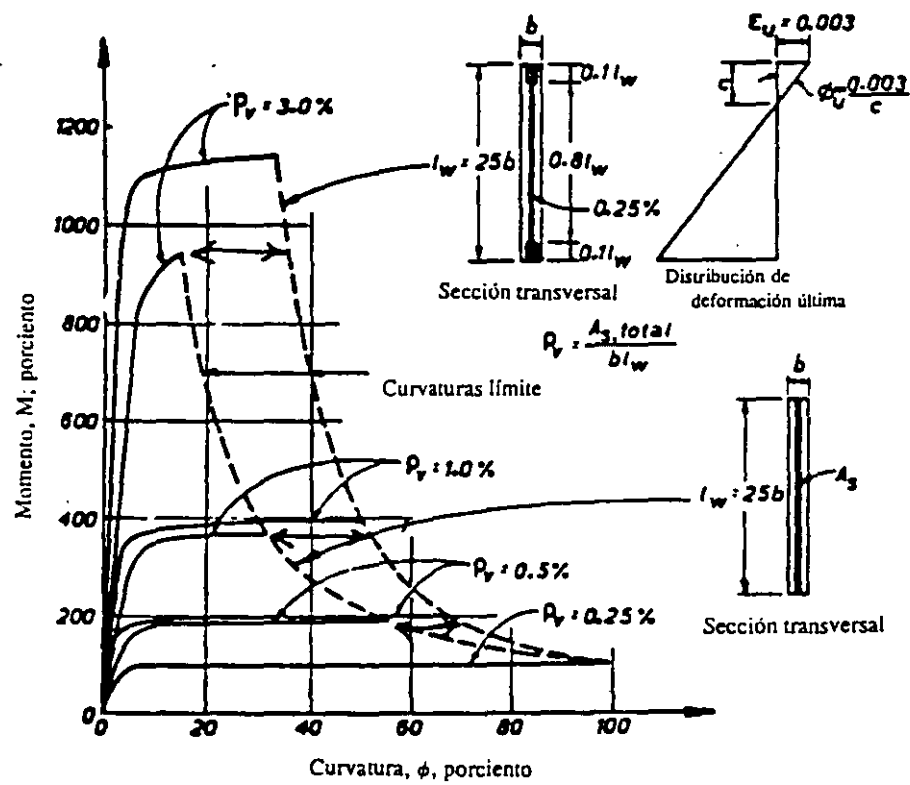


Fig. 10 Efecto de la distribución del refuerzo y de la cuantía en la resistencia a flexión y en la curvatura



Fig. 11 Pandeo en la región de la articulación plástica de un muro estructural

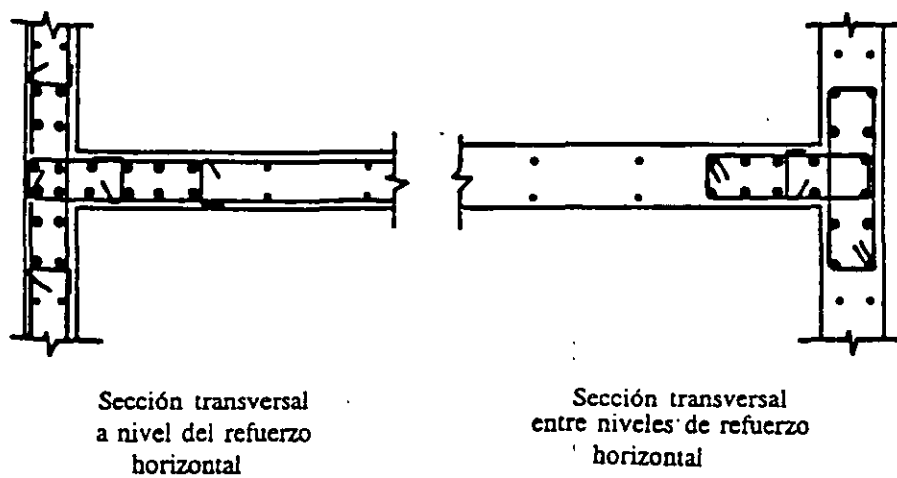


Fig. 12 Detalles de confinamiento en patines de muros

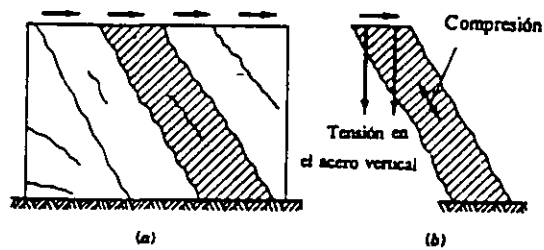


Fig. 13 Puntal de compresión entre grietas para muros robustos

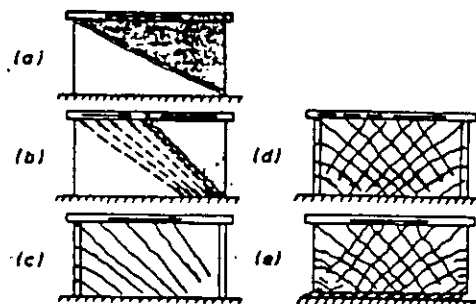


Fig. 14 Modos de falla de muros robustos

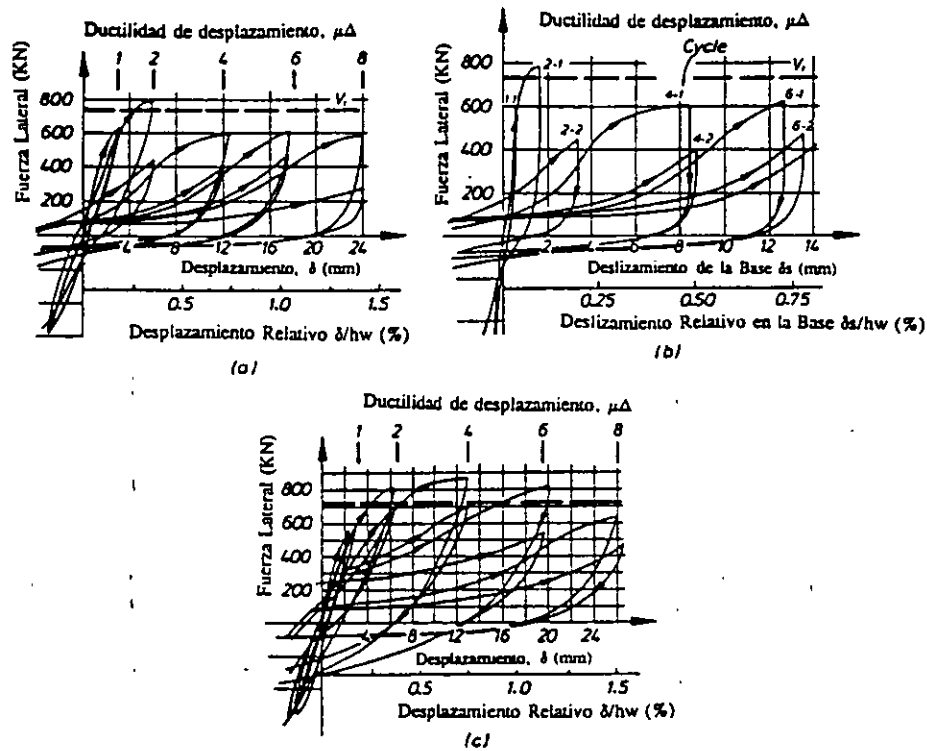


Fig. 15 Respuesta histerética de muros robustos con patines con falla controlada por deslizamiento en la base

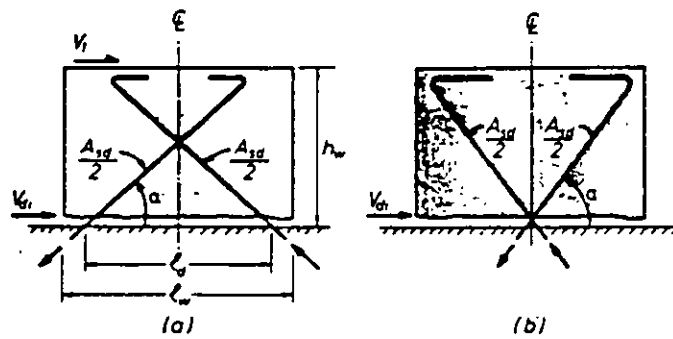


Fig. 16 Refuerzo diagonal en muros robustos

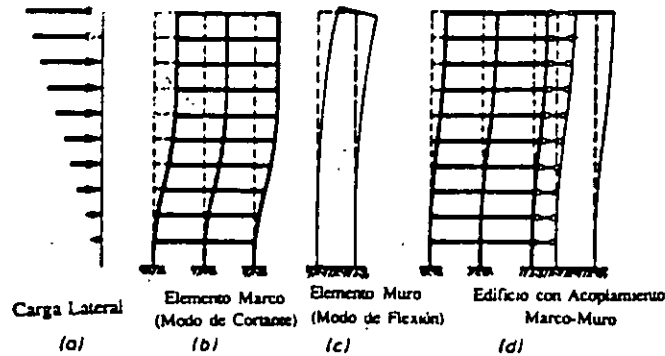


Fig. 17 Patrones de deformación ante cargas laterales de un marco, un muro y un sistema mixto muro-marco

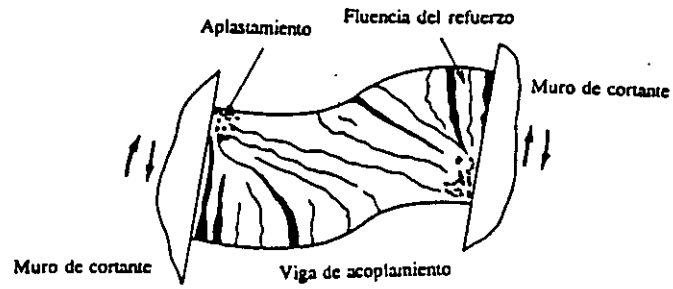


Fig. 18 Deformación y agrietamiento de vigas de acoplamiento

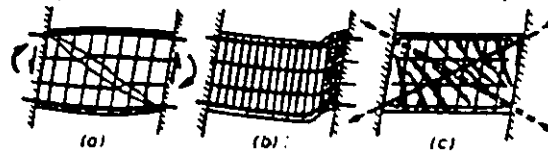


Fig. 19 Mecanismos de resistencia al corte de una viga de acoplamiento

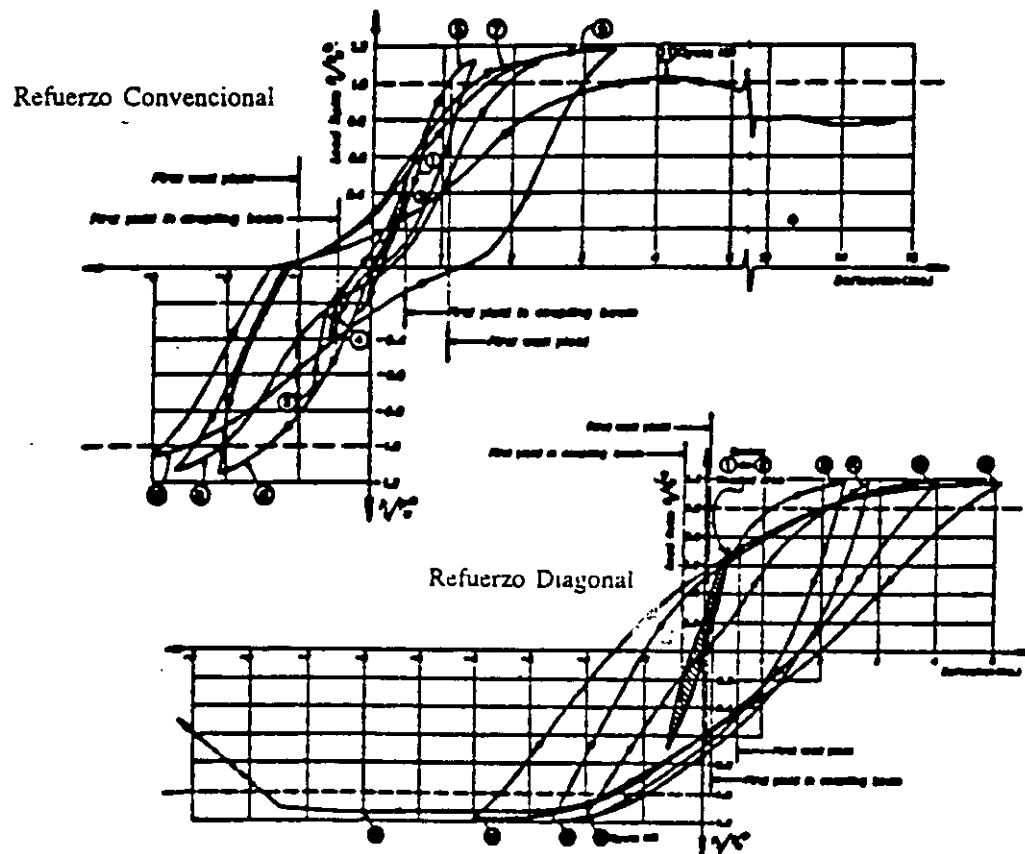


Fig. 20 Comportamiento de vigas de acoplamiento reforzadas convencionalmente y con acero diagonal

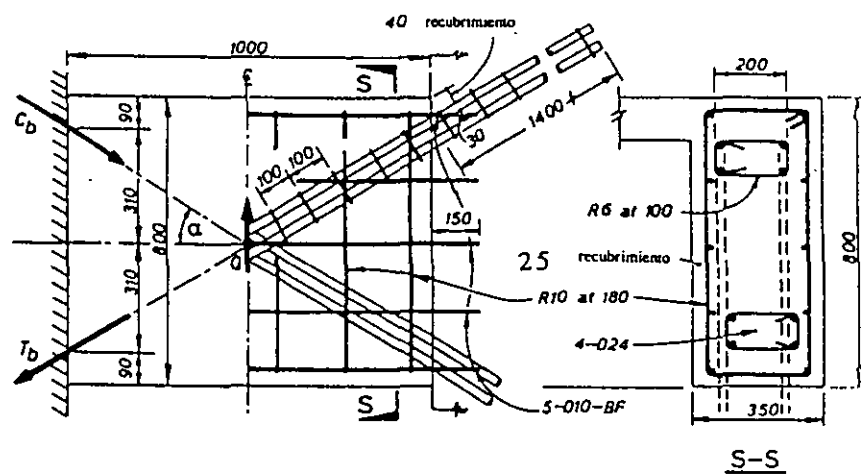


Fig. 21 Detalles del refuerzo de una viga de acoplamiento

3. COMPORTAMIENTO ESPERADO

Puesto que la respuesta de uniones viga-columna está controlada por mecanismos de corte y adherencia, que tiene un comportamiento histerético pobre, no es posible considerar a la unión como una fuente importante de disipación de energía. Por tanto, la unión debe experimentar bajos niveles de agrietamiento y plastificación. La unión debe detallarse de manera que sus deformaciones no contribuyan significativamente a la distorsión del entrepiso (se entiende por distorsión al cociente del desplazamiento relativo entre la altura de entrepiso). Uniones bien diseñadas contribuyen en 20% a la distorsión total.

Como ejemplo, una unión de fachada estará sometida a las fuerzas indicadas en la Fig. 2. En la Fig. 2b se presenta la distorsión angular de la unión. El agrietamiento de las vigas en las caras de las columnas, y el fisuramiento de las columnas en las partes superior e inferior de las vigas son el resultado del deslizamiento del refuerzo a través de la unión. Es común suponer en el análisis de edificios que las condiciones de apoyo de las vigas en las columnas son iguales a un empotramiento. En realidad, el refuerzo de las vigas se deslizará aun para bajos niveles de esfuerzo, de manera que un empotramiento perfecto no es posible. La unión se deforma en cortante por las fuerzas resultantes que obran en la unión (Fig. 2c), las cuales producen tensión a lo largo de una diagonal de la unión y compresión a lo largo de la otra. Las primeras grietas diagonales aparecen cuando los esfuerzos principales de tensión exceden la resistencia a tensión del concreto. Puesto que las grietas son similares a las grietas por cortante en una viga, las primeras recomendaciones de diseño se basaron en ecuaciones adaptadas de requerimientos de corte para vigas. Es importante notar que las magnitudes de las fuerzas a las que se somete una unión son varias veces las aplicadas en vigas y columnas.

Ante sismos, las vigas que llegan a la unión en lados opuestos probablemente estarán sujetas a momentos flexionantes de signos opuestos. Los factores más importantes a considerar en el diseño de uniones viga-columna incluyen:

1. Cortante.
2. Anclaje del refuerzo.
3. Transmisión de carga axial.

4. TIPOS DE UNIONES EN MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

4.1 Según su Configuración Geométrica

De acuerdo al tipo de anclaje de las varillas de las vigas, las uniones se pueden clasificar en interiores (las varillas pasan rectas a través de la unión, Fig. 3) y en exteriores (las barras se anclan mediante ganchos, Fig. 4). Atendiendo a la configuración de los elementos adyacentes, existen varios tipos de uniones exteriores. Por claridad en el dibujo no se muestran las losas de piso (monolíticas con las vigas).

4.2 Según el Intervalo de Comportamiento

Aunque es preferible diseñar las uniones para que permanezcan en el intervalo elástico, es muy posible que ocurran deformaciones inelásticas en ella si los elementos adyacentes, vigas o columnas, se deforman plásticamente. En este caso las deformaciones inelásticas a lo largo de las varillas penetrarán la junta; esta unión será del tipo inelástico. Por otro lado, es posible diseñar un marco de manera que se articulen las vigas lejos de la unión (Fig. 5), de manera que esta permanezca en el intervalo elástico. Para este tipo de marcos la unión será elástica.

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

UNIONES DE ELEMENTOS

Sergio M. Alcocer
Centro Nacional de Prevención de Desastres e
Instituto de Ingeniería

1. INTRODUCCION

El diseño de uniones ha sido un aspecto que no ha recibido la debida atención por parte de investigadores, y de profesionales de la construcción y diseño. A menudo se argumenta que la importancia que se la ha dado recientemente a las uniones, en particular la de vigas con columnas, es exagerada ya que no existe evidencia abundante de fallas en sismos pasados. Esta idea se basa en que los problemas en marcos de concreto reforzado se han presentado por diseños mal concebidos en vigas y, particularmente, por un detallado inadecuado de columnas. Sin embargo, sismos recientes, como el de El Asnam en 1980 (Fig. 1), los de México en 1985, San Salvador en 1986, Loma Prieta en 1989, y el de Los Angeles en 1994, han evidenciado fallas por corte y de anclaje en uniones viga-columna.

Es común que los diseñadores olviden el detallado de las uniones. Se deja al constructor la definición de detalles críticos que influyen en el comportamiento de la estructura. Las uniones son críticas porque aseguran la continuidad del edificio y porque transmiten fuerzas de un elemento a otro. Así, las cargas y fuerzas deben transmitirse del sistema de piso a las trabes, de ellas a las columnas, y de las últimas a la cimentación. La transferencia de fuerzas entre los elementos depende del detallado cuidadoso de las uniones y de la supervisión minuciosa que asegure que la fabricación y la construcción sigan las instrucciones o intenciones del diseñador.

2. CRITERIOS DE DISEÑO DE UNIONES VIGA-COLUMNA

Los criterios de diseño de uniones viga-columna se pueden formular como sigue:

1. La resistencia de la unión debe ser mayor o igual que la máxima demanda que corresponda a la formación del mecanismo de colapso del marco. Esto eliminará la necesidad de reparar una región inaccesible y que sufre deterioros de resistencia y rigidez considerables si se somete a acciones cíclicas en el intervalo inelástico.
2. La resistencia de la columna no debe afectarse por una posible degradación de resistencia de la unión.
3. Ante sismos moderados, las uniones deben responder en el intervalo elástico.
4. Las deformaciones de la unión no deben contribuir significativamente al desplazamiento de entrepiso.
5. El refuerzo en la unión, necesario para garantizar un comportamiento satisfactorio, no debe dificultar la construcción. Una unión típica conecta elementos provenientes de tres direcciones; se debe evitar la interferencia de las varillas que vienen de todas las direcciones.

La losa de piso ha sido incluida en algunos especímenes. De acuerdo a lo observado, se ha destacado la participación de la losa en el confinamiento de la unión y en la capacidad a flexión de las vigas. Se ha encontrado que la contribución del refuerzo de la losa sumado a aquella del acero de la viga, aumenta la resistencia a momento negativo (lecho superior a tensión).

Se ha encontrado que un deficiente comportamiento de la adherencia afecta severamente la rigidez y capacidad de disipación de energía de la unión. Aun más, el deterioro en la adherencia modifica el mecanismo de transmisión de fuerza cortante. En la Fig. 8 se presentan las respuestas histeréticas para dos modelos, llamados A y O. Para el espécimen A se aprecian lazos con baja disipación de energía (área interna reducida) y deterioro de la rigidez debidos a un anclaje inadecuado de las barras rectas, mientras que las curvas para el modelo O exhiben una respuesta estable con buena disipación de energía.

Los parámetros que influyen en la adherencia de las varillas a través de las uniones son:

1. Confinamiento, que afecta significativamente el comportamiento de la adherencia bajo condiciones sísmicas. La adherencia de la barras de vigas puede mejorarse si se aumenta el confinamiento, ya sea mediante una mayor carga axial o por medio del refuerzo longitudinal interior de la columna.
2. Diámetro de la varilla. Aunque no afecta significativamente la resistencia a la adherencia, sí limita la fuerza máxima que puede ser transferida por este mecanismo. Por tanto, la relación entre el diámetro de las varillas con respecto a las dimensiones de la unión debe mantenerse constante (límite superior). Mientras mayor es esta razón, aumenta la probabilidad de falla de la adherencia.
3. Resistencia a la compresión del concreto. No afecta de manera importante ya que la adherencia depende de la resistencia a la tensión del concreto.
4. Separación entre las varillas. Si la separación es menor de cuatro veces el diámetro de la varilla, la resistencia de adherencia disminuye en un 20%.
5. Tipo de corrugación. La reacción de la corrugación contra el concreto circundante es la fuente más importante de la adherencia. Debe considerarse la posición de las varillas durante el colado. En efecto, si se colocan 30 cm o más de concreto por debajo de la varilla, la resistencia a la adherencia disminuye.

6. UNIONES EXTERIORES VIGA-COLUMNA

Puesto que en una unión exterior sólo se conecta un viga a la columna, en la dirección de estudio (Fig. 9), la fuerza cortante en la unión será menor que la que se aplica en uniones interiores de dimensiones y refuerzo iguales. De las resultantes del dibujo, la fuerza cortante horizontal en la unión es igual a

$$V_{jh} = T - V_{col}$$

Análogamente a las uniones interiores, se distinguen dos mecanismos de resistencia al cortante: el del puntal diagonal de compresión y el de la armadura.

Con objeto de obtener un comportamiento adecuado de uniones exteriores ambos lechos de las varillas de las vigas deben doblarse hacia la unión; el gancho debe colocarse lo más cerca de la cara externa de la columna como sea posible, a menos que la columna sea muy profunda (ya que sería un muro esbelto).

De acuerdo a la gráfica, para resistir los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes sísmicas, se formará un puntal diagonal (ver Fig. 9) entre el radio del doblaje de la varilla superior y la esquina inferior derecha de la unión. Es importante destacar que para mantener este mecanismo de transferencia de carga es indispensable confinar la unión con refuerzo transversal.

5. MECANISMOS DE RESISTENCIA AL CORTE EN UNIONES INTERIORES

Un marco de concreto reforzado, diseñado según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-87) debe disipar energía ante cargas inducidas por sismos, mediante la formación de articulaciones plásticas en las vigas. Cuando éstas desarrollan sus resistencias máximas, las uniones estarán sujetas a fuerzas cortantes elevadas.

Bajos los efectos sísmicos, se generan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en vigas y columnas que esfuerzan al núcleo de la unión como se ilustra en la Figs. 6a y 6b. En este dibujo las resultantes de los esfuerzos de tensión se denotan como T, y las resultantes de esfuerzos de compresión en el concreto y acero se identifican como C.

Por equilibrio de fuerzas horizontales tenemos que

$$V_{jh} = T_B + T'_B - V_C$$

donde V_c es el promedio de las fuerzas cortantes de las columnas superior e inferior. El cortante en columnas es el correspondiente al desarrollo de los momentos máximos en la vigas.

Se han identificado dos mecanismos de resistencia al corte en uniones interiores. El mecanismo del puntal diagonal de compresión (Fig. 6c) se forma a lo largo de la diagonal principal de la unión como resultante de los esfuerzos verticales y horizontales de compresión que actúan en las secciones críticas de vigas y columnas. Es importante notar que el puntal se desarrolla independientemente de las condiciones de adherencia de varillas dentro de la unión. En este mecanismo, el nudo fallará cuando el puntal lo haga por compresión-cortante. En la Fig. 7 se muestran los lazos histeréticos de una unión que falló por cortante.

En el segundo mecanismo, llamado de armadura, se forman pequeños puntales diagonales distribuidos en la unión (Fig. 6d). Estos puntales deben ser equilibrados por esfuerzos de tensión en el refuerzo vertical y horizontal, y por esfuerzos de adherencia a lo largo de las barras de vigas y las varillas externas de la columna. Este mecanismo es posible únicamente si se mantiene una buena adherencia a lo largo del refuerzo de vigas y columnas. Sin embargo, es difícil mantener una buena adherencia después de la fluencia del acero. Conforme la adherencia se deteriora (y, por tanto, las varillas se deslizan dentro de la unión) el mecanismo de la armadura se degrada, de manera que el puntal diagonal de compresión tiene que resistir la mayor parte de la fuerza cortantes en la unión.

Las expresiones de diseño de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto) se basan en el mecanismo del puntal diagonal a compresión.

Ensayes de laboratorio han indicado que la resistencia al corte de uniones aumenta con la resistencia del concreto.

Por otro lado, se ha mostrado que es necesario colocar una cantidad mínima de refuerzo transversal para mantener el concreto y la resistencia al corte. También se ha notado que si se incrementa la cantidad de acero lateral en la unión, no se obtienen mayores resistencias al corte.

Los resultados de ensayos indican que la presencia de vigas transversales, sean cargadas o no, mejoran el comportamiento de la unión porque contribuyen a preservar la integridad del concreto del núcleo. En forma similar, el ancho de las vigas también influye en el comportamiento.

Se han aplicado diferentes niveles de carga axial en la columna en ensayos de laboratorio. Los resultados indican que la carga axial en la columna no influye en la resistencia de la unión.

por estribos cerrados de una pieza, sencillos o sobrepuestos. Los estribos deben rematarse con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. La separación no debe exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, ni de 10 cm. Los requisitos anteriores buscan preservar la integridad del concreto de manera que se mantenga el mecanismo de transferencia del puntal diagonal de compresión. Es importante cumplir estrictamente con los requisitos anteriores para evitar daños severos, difíciles de reparar, en la unión. Si el nudo está confinado como se indicó arriba, las NTC-Concreto permiten usar la mitad del refuerzo transversal mínimo. Esto reconoce que las trabes que llegan a la unión la confinan por lo que no se requiere la misma cantidad de acero lateral que para nudos no confinados.

El segundo aspecto importante en el diseño es el anclaje de las varillas. Para evitar fallas de adherencia que, como ya se dijo, afectan la rigidez y capacidad de disipación de energía de la unión, las NTC-Concreto señalan que el diámetro de las barras de vigas y columnas que pasen rectas a través de la junta deben seleccionarse de manera que la dimensión del elemento en la dirección de la varilla sea cuando menos 20 veces el diámetro de ella. Así, por ejemplo, si la columna tiene una profundidad de 50 cm, el diámetro máximo de varilla que puede usarse es del No. 25 (la designación está en milímetros y corresponde a una varilla de 1 pulg de diámetro). Se permite que el peralte de la viga sea 15 veces el diámetro cuando más del 50% de la carga lateral es resistida por muros estructurales o cuando la carga axial de la columna superior al nudo es alta.

Para juntas exteriores, como se explicó, las varillas deben terminar en ganchos a 90 grados. La longitud de desarrollo se mide desde el plano externo del núcleo de la columna hasta el paño externo de la barra en el doblez. La ecuación para calcular la longitud de desarrollo en kg y cm² es

$$L_h = 0.076 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f_c}}$$

donde d_b es el diámetro de la varilla. El tramo recto después del doblez no será menor de $12d_b$.

Un último aspecto relevante con uniones viga-columna es que las varillas longitudinales de las vigas deben pasar por el núcleo de la columna. Esto se debe a que no existe suficiente información experimental que permita extrapolar los requisitos de diseño vigentes a casos en los que el refuerzo pase o se ancle afuera de la columna. El refuerzo de los modelos ensayados que sirvieron de base para la formulación de los requerimientos de las NTC-Concreto se anclaba o pasaba a través del núcleo.

8. UNIONES DE ESQUINA

Las uniones de esquina, o de rodilla, empleadas en marcos planos o en otras estructuras, presentan un problema especial de detallado. La esquina puede estar sujeta a fuerzas que la traten de abrir o de cerrar (Fig. 11). Una situación similar ocurre cuando dos muros se insertan. Desafortunadamente no existe suficiente información sobre el comportamiento de este tipo de uniones y de las del siguiente tipo antes cargas cíclicas. La discusión que sigue es válida para cargas monótonas.

Ensayos de laboratorio han indicado que la falla de este tipo de uniones es el resultado del agrietamiento por tensión diagonal, por falla de anclaje (sobre el refuerzo), por fluencia del acero, por daño del anclaje o por aplastamiento del concreto. Aunque la tensión diagonal es a menudo ignorada, esta puede ser la causa de la falla en esquinas que se abren. El anclaje es el problema más común en esquinas que tratan de cerrarse. El agrietamiento diagonal en una unión que se abre se presenta en la Fig. 12. El refuerzo debe colocarse como se ilustra. El refuerzo se debe anclar con ganchos. Para confinar el concreto que resiste compresión se deben colocar estribos cerrados.

En efecto, el acero lateral en uniones exteriores persigue dos objetivos. Primero, confinar el concreto a compresión para incrementar su capacidad de deformación y mantener su resistencia (quizá aumentarla). Segundo, confinar el tramo recto del gancho que tratará de salirse por la cara externa de la columna.

Los siguientes aspectos deben considerarse en el diseño de uniones exteriores:

1. Si se espera la formación de una articulación plástica en la cara de la columna, el anclaje de las varillas de la viga se debe suponer que inicia dentro de la columna. Las NTC-Concreto suponen que la sección crítica, a partir de la cual se mide la longitud de desarrollo, coincide con el paño externo del núcleo de la columna.
2. Para garantizar un anclaje adecuado de las varillas de la viga en columnas poco profundas se recomienda:
 - a. Usar varillas de diámetro pequeño.
 - b. Emplear placas de anclaje soldadas a las varillas.
 - c. Colocar pequeñas varillas en el radio interior del dobléz para retrasar el aplastamiento o desprendimiento del concreto en ese lugar.
 - d. Colocar una cantidad suficiente de estribos horizontales para restringir el movimiento del gancho.
3. Las varillas de las vigas deben doblarse hacia dentro de la unión. El detalle de colocar el dobléz hacia afuera de la unión, es decir, hacia la columna, no es adecuado en zonas sísmicas.
4. Colocar el dobléz del gancho lo más cercano a la cara externa de la columna.
5. Cuando la arquitectura del edificio lo permita, o cuando vigas peraltadas lleguen a columnas esbeltas, se recomienda terminar las varillas de las vigas en pequeñas extensiones en la fachada (Fig. 10). Este detalle mejora notablemente las condiciones de anclaje de las varillas, lo que se traduce en un comportamiento superior de la unión.
6. Para reducir los esfuerzos de adherencia, siempre es preferible el empleo de varillas con el menor diámetro como sea práctico. En uniones exteriores, no es aplicable el requerimiento del diámetro de la varilla en función de las dimensiones de la columna. En general, es más fácil cumplir con los requisitos de anclaje en las uniones exteriores que en las interiores.

7. DISEÑO DE UNIONES VIGA-COLUMNA SEGUN NTC-CONCRETO

Como se mencionó anteriormente, el diseñador debe prestar atención a dos aspectos para lograr que la unión viga-columna se comporte adecuadamente: la resistencia de la unión al corte y el anclaje de las varillas de la viga. Ambos estados límite son cubiertos por los requisitos para el diseño de uniones viga-columna de NTC-Concreto incluidos en el Art. 5.4. Para revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal, en forma independiente, se considerará un plano horizontal a media altura del nudo. Para esta revisión, las NTC-Concreto distinguen dos casos:

1. Nudo confinado, que es aquél al cual llegan cuatro trabes y en donde el ancho de cada una es al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna.
2. Otros nudos, que son los que no satisfacen lo anterior.

Para nudos confinados el esfuerzo máximo nominal es igual a $5.5\sqrt{f'_c}$ y para otro tipo de uniones es igual a $4.5\sqrt{f'_c}$. Se supone que un nudo confinado resiste cargas superiores a otros nudos. El esfuerzo nominal obrará sobre un área definida por la profundidad de la columna y un ancho efectivo, que es, por lo general, igual al promedio de los anchos de la o las vigas y de la columna en la dirección de análisis. Los esfuerzos máximos señalados se refieren a la resistencia a compresión-cortante del concreto en el mecanismo del puntal diagonal de compresión.

Para confinar el concreto del nudo, así como los ganchos de las varillas en uniones exteriores, se debe colocar refuerzo transversal mínimo como en columnas. Al igual que en columnas, el acero lateral estará formado

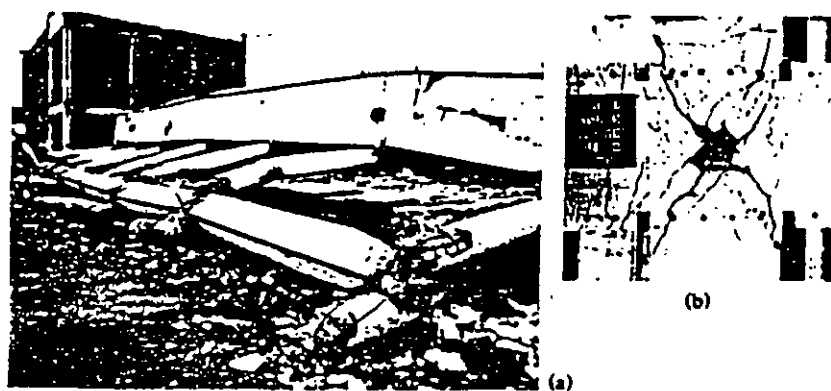


Fig. 1 Falla de uniones viga-columna en (a) el sismo de El Asnam y (b) en un espécimen de laboratorio

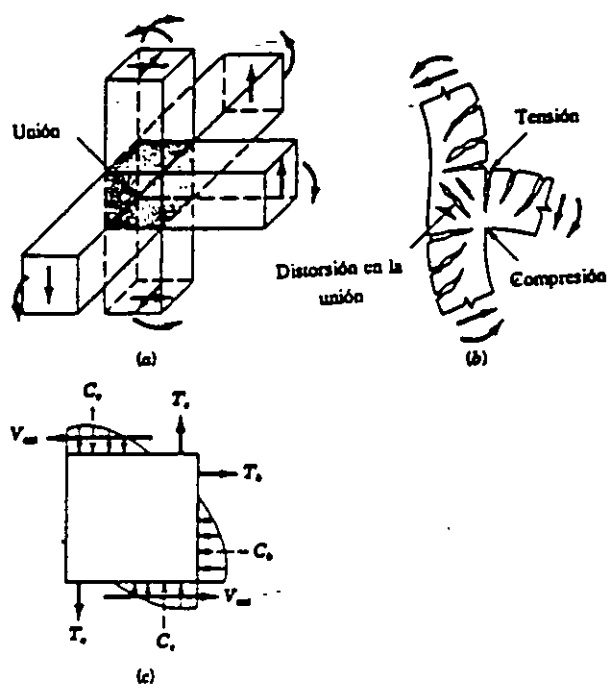


Fig. 2 Fuerzas y distorsión de una unión viga-columna

9. UNIONES EN FORMA DE "T"

Este tipo de uniones se presentan cuando una losa se conecta con un muro, cuando los muros se conectan con zapatas, en vigas que llegan a columnas, o en columnas que llegan a vigas de techo. Se han conducido ensayos de laboratorio (Fig. 13) en los cuales se observó un incremento en la resistencia conforme se usan los detalles de las gráficas de la derecha. En efecto, solamente con cambiar la dirección del gancho se incrementó la resistencia en 40%. Esto se debe a que el puntal de compresión que se desarrolla a través de la junta produce el desconchamiento del concreto abajo del gancho cuando éste se dobla hacia la derecha. Cuando el gancho se coloca hacia la izquierda, el puntal de compresión reacciona contra el radio del doblaje, como en el caso de uniones exteriores viga-columna.

10. LAS UNIONES EN LOS PLANOS DE CONSTRUCCION

Para evitar errores o malas interpretaciones durante la construcción de uniones, es necesario que el diseñador muestre los detalles de las conexiones en los planos estructurales. Al momento de incluir estos detalles, el diseñador es forzado a verificar que dicho detalle se pueda construir. Esto se relaciona con la colocación del refuerzo, y con la colocación y compactación del concreto. Por ejemplo, una viga del mismo ancho que el de la columna causará problemas al obrero de la construcción si durante el diseño no se consideró que un recubrimiento igual sobre el acero transversal de la viga y la columna, provocará que los refuerzos longitudinales de la columna y la viga coincidan. Si en este caso la sección transversal de la columna se agrandara no habría problema. Las NTC-Concreto requieren que se incluyan dibujos acotados y a escala del refuerzo en uniones viga-columna (Art. 5.4); sin embargo, lo anterior debe ser aplicado en otro tipo de uniones.

11. BIBLIOGRAFIA

1. Alcocer, S.M., y Jirsa, J.O., "Reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing," PMFSEL Report No. 91-1, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, Universidad de Texas en Austin, julio 1991, 221 pp.
2. American Concrete Institute, "Design of beam-column joints for seismic resistance," ACI SP-123, Detroit, Michigan, 1991, 518 pp.
3. Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 26 de noviembre de 1987, 73 pp.
4. Ferguson, P.M., Breen, J.E., y Jirsa, J.O., "Reinforced concrete fundamentals, John Wiley & Sons, Nueva York, 5a. ed., 1988, 746 pp.
5. Jirsa, J.O., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1987.
6. Klingner, R.E., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1985.
7. Paulay, T., y Priestley, M.J.N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings," John Wiley & Sons, Nueva York, 1a. ed., 1992, 744 pp.
8. Zhu, S., y Jirsa, J.O., "A study of bond deterioration in reinforced concrete beam-column joints," PMFSEL Report No. 83-1, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, Universidad de Texas en Austin, julio 1983, 69 pp.

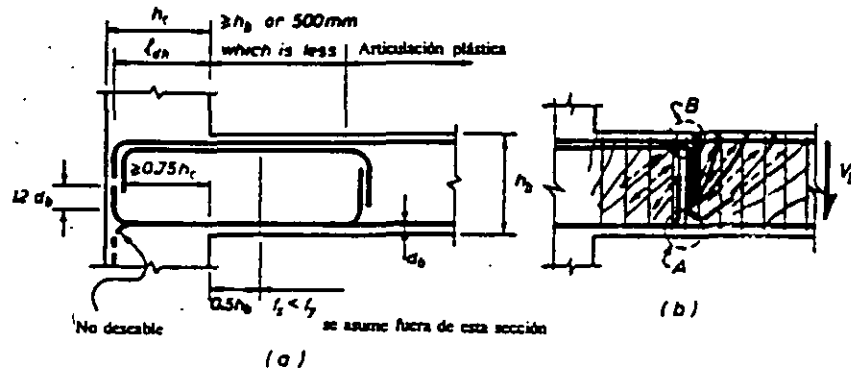


Fig. 5 Relocalización de la región de articulación plástica lejos de la cara de la columna

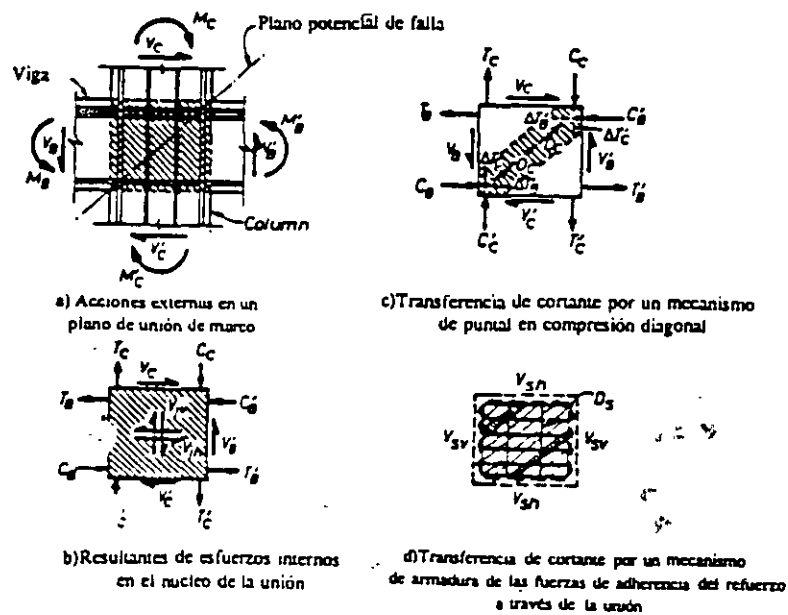


Fig. 6 Mecanismos de resistencia al corte en uniones interiores viga-columna

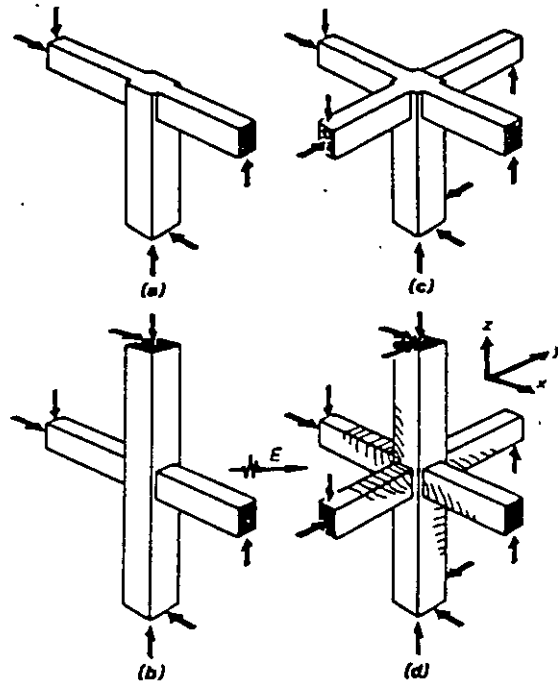


Fig. 3 Uniones interiores viga-columna

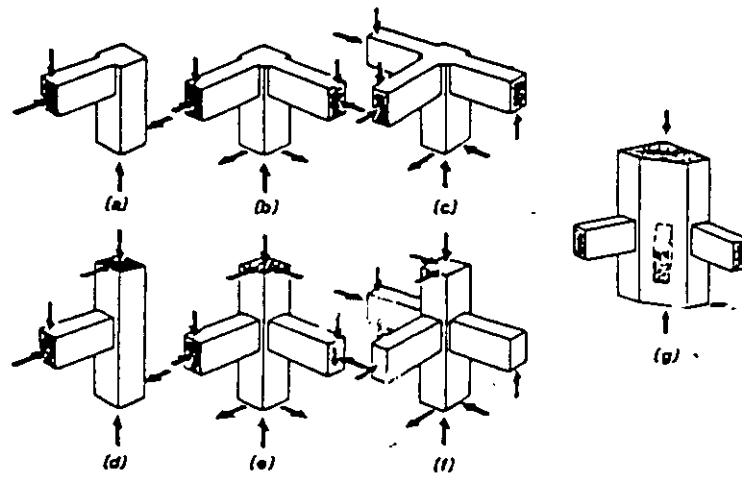


Fig. 4 Uniones exteriores viga-columna

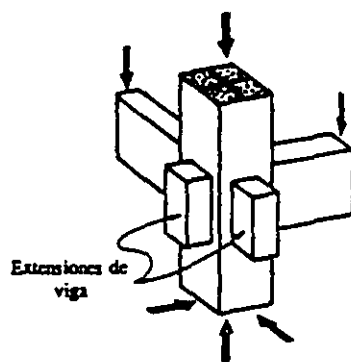


Fig. 10 Extensiones de viga para colocar las varillas

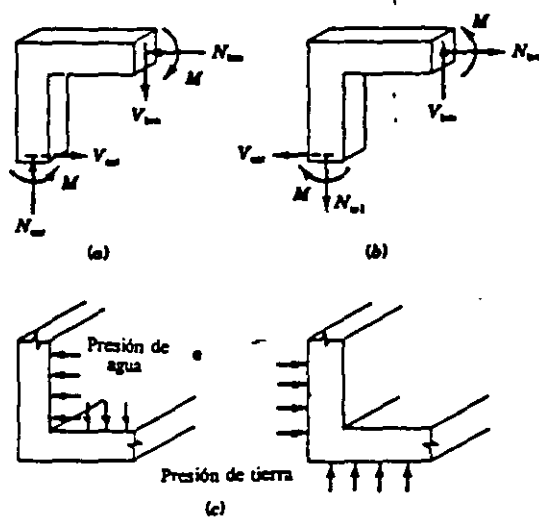


Fig. 11 Uniones de esquina

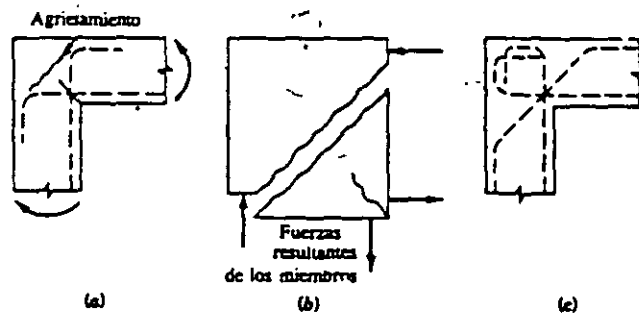


Fig. 12 Unión de esquina que se trata de abrir

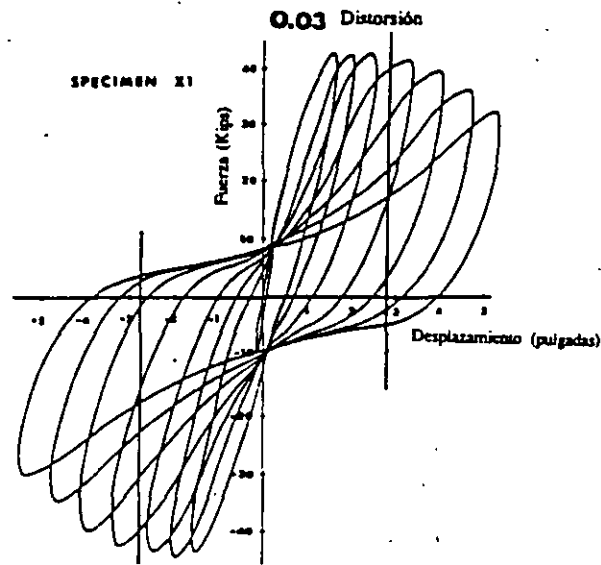


Fig. 7 Falla por cortante en una unión interior viga-columna

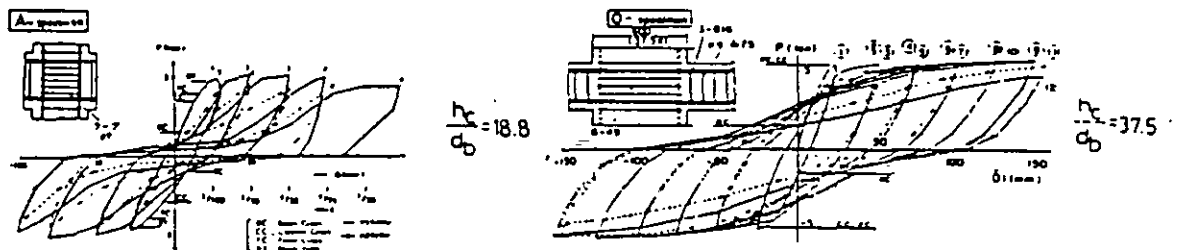


Fig. 8 Influencia del anclaje en la respuesta histerética de una unión interior viga-columna

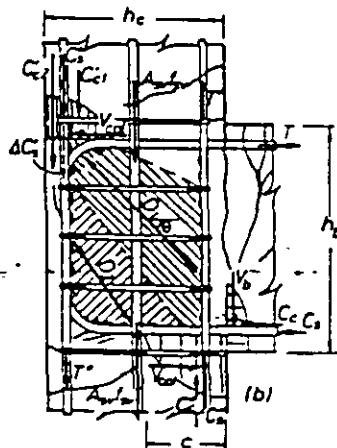


Fig. 9 Mecanismos de resistencia al corte en uniones exteriores viga-columna

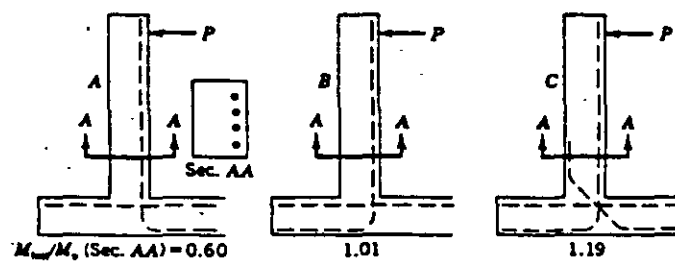


Fig. 13 Uniones en "T"

1. INTRODUCTION

1.1 General

Significant advances have been made in the U.S. in the last two decades in understanding seismic behavior of concrete structures. This is particularly true for concrete structures of the moment-resisting frame type whose basic elements are beams and columns, their connections and supports, and interacting floor slabs. The stimulus for these advances were [1]; the First World Conference on Earthquake Engineering in 1956 [2]; the publications of 1959 SEAOC Blue Book [3]; the PCA Manual in 1961 [4]; and the damages caused by the following earthquakes: 1964 Alaska [5], 1967 Caracas, Venezuela [9], the 1968 Tokachioki, Japan, and 1971 San Fernando [6].

By reviewing the proceedings of the six world conferences on earthquake engineering [2, 7-11], a picture can be obtained of the advances made during the last two decades in predicting seismic behavior of concrete structures. These advances have been particularly noticeable in the last ten years, and have had some impact in earthquake resistant design of all kinds of concrete structures. However, much of present knowledge has not been practically applied, because usually there are several problems to overcome before research results can be introduced into codes and implemented in practice [1]. In spite of these problems there has been considerable progress in developing code requirements for earthquake resistant construction. This is reflected in new codes such as the 1976 Mexican Code [12, 13], the 1976 New Zealand Code [14], and the Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings [15].

The work that has been done in the field of seismic behavior of structural concrete linear elements and their connections cannot be reviewed adequately or even summarized in one short paper. Therefore some restrictions will have to be placed in the objectives and scope of this report.

1.2 Objectives

The main objectives of this report are:

- 1) to summarize present knowledge of seismic behavior of linear reinforced concrete elements; pointing out those studies which have already led or may lead to improved design and construction rules for seismic resistant structures;
- 2) to discuss problems whose solutions are not yet satisfactory and to formulate recommendations for research and development needs.

1.3 Scope

To achieve the above objectives, first a summary was made of the data and results available from studies of the seismic behavior of linear reinforced concrete elements and their subassemblages, and complex structures made of such structural elements. The significance of these results was analyzed in light of the total problem of the design and construction of seismic resis-

SEISMIC BEHAVIOUR OF STRUCTURAL CONCRETE LINEAR ELEMENTS
(BEAMS, COLUMNS), AND THEIR CONNECTIONS

COMPOTEMENT SISMIQUE DES ELEMENTS STRUCTURAUX LINEAIRES
(POUTRES, POTEAUX) ET DE LEURS JONCTIONS

Vitelmo V. BERTERO
University of California
Berkeley, Calif. U.S.A.

SUMMARY

This state-of-the-art report summarizes knowledge of seismic behavior of linear reinforced concrete elements; points out studies which have already led to improved design and construction rules for seismic resistant structures; discusses problems without satisfactory solutions; and formulates recommendations for research and development. This report has been divided into eight main sections. The first section includes introductory remarks, objectives and scope. The second section reviews general aspects and problems involved in predicting seismic behavior of R/C linear elements and their connections. The third, fourth, and fifth sections review seismic behavior of beams, columns, and beam-column joints, respectively. In these sections only the behavior of elements cast with normal weight aggregate and ordinarily reinforced are discussed; lightweight aggregate elements are reviewed in section six. Section seven reviews seismic behavior of prestressed, and of precast elements and their connections. Finally a summary, conclusions, and recommendations for future research and development are presented.

RESUME

Ce rapport résume les connaissances du comportement séismique des éléments linéaires du béton armé. Il souligne les études qui ont conduit à une amélioration des méthodes de "design" et de construction des structures résistantes aux secousses séismiques. Ce rapport discute aussi des problèmes pas encore résolus, et formule des recommandations relatives aux besoins de recherche et de développement. Le rapport a été divisé en huit sections. La première section contient l'introduction, les objectifs et le cadre de l'étude. La deuxième passe en revue des aspects et des problèmes rencontrés dans la prédiction du comportement séismique des éléments linéaires de béton armé et leurs connections. Les troisième, quatrième, et cinquième sections sont consacrées au comportement séismique des poutres, des colonnes, et des connections poutre-colonnes. Ces sections se limitent aux éléments de béton fabriqués avec des agrégats de poids normal, et armés de façon standard. La sixième section traite les éléments fabriqués avec des agrégats légers. La septième est consacrée au comportement séismique des éléments précontraints et préfabriqués, et leurs connections. Finalement, un résumé, des conclusions, et des recommandations pour les futures recherches et développements sont présentés.

2. REVIEW OF GENERAL ASPECTS AND PROBLEMS INVOLVED IN PREDICTING SEISMIC BEHAVIOR OF STRUCTURAL CONCRETE LINEAR ELEMENTS AND THEIR CONNECTIONS

2.1 General Remarks

Seismic performance of reinforced concrete structures during moderate and severe earthquake ground motions has ranged from minor cracking to complete collapse. Due to these collapses, and the relatively lower strength and ductility per unit weight of ordinary (unconfined) reinforced concrete when compared with structural steel, it has been suggested that concrete structures are particularly vulnerable to earthquakes. However, as Bresler points out [18], many concrete structures have withstood severe earthquakes without significant damage, suggesting that there is nothing inherent in concrete structures which makes them particularly vulnerable to earthquakes. Regardless of the material used, properly designed structures will perform well, although reinforced concrete may be less "forgiving" or less "tolerant" of improper construction (workmanship) and maintenance. Due to this sensitivity, to have reinforced concrete structures that will behave satisfactorily under severe earthquake ground motions it is necessary that designers pay special attention to all the factors that can affect seismic structural performance. It is not enough to design structures in accordance with the requirements of the latest seismic codes. Performance of a structure depends on its state when the earthquake strikes, which may well be significantly different from the state the designer thought would exist at that time. Thus, modifications, maintenance, and repair of structures during their lives must be considered in addition to the general aspects involved in their construction.

The general philosophy of earthquake-resistant design for buildings other than essential facilities has been well established and proposes to: prevent nonstructural damage in frequent minor earthquake ground shakings; prevent structural damage and minimize non-structural damage in occasional moderate earthquake shakings; and avoid collapse or serious damage in rare major ground shakings. This philosophy is in complete accord with the concept of comprehensive design. However, current design methodologies fall short of realizing the objectives of this general philosophy [19].

In a comprehensive design approach it should be recognized that building damage may result from different seismic effects: (1) ground failures due to fault ruptures or to the effects of seismic waves; (2) vibrations transmitted from the ground to the structure; (3) seismic sea waves (tsunamis) and tsunami-like disturbances and seiches in lakes; and (4) other consequential phenomena such as fires, and floods caused by dam failures and landslides.

The seismic effect that usually concerns the structural engineer, and is accounted for by seismic-resistant design provisions of building codes, is the response or vibration of a building to the ground shaking that might occur at its foundation. Although damage due to other effects may exceed that due to vibration of the building, this paper considers only the effects of ground shaking at the foundation of concrete structures.

tant concrete structures. Ordinarily reinforced linear elements cast in place of normal weight concrete are considered first. Then the problems created by the use of lightweight concrete and the use of prestressing and precasting techniques are discussed.

This state-of-the-art report has been divided into eight main sections.

1. Introduction
2. Review of General Aspects and Problems Involved in Predicting Seismic Behavior of Structural Concrete Linear Elements and their Connections
3. Seismic Behavior of Structural Concrete Beams
4. Seismic Behavior of Structural Concrete Columns
5. Seismic Behavior of Beam-Column Joints
6. Seismic Behavior of Structural Lightweight Concrete Linear Elements and their Connections
7. Seismic Behavior of Prestressed and Precast Linear Elements and their Connections
8. Summary, Conclusions and Recommendations for Future Research and Development.

A review of the state-of-the-art of experimental work on seismic behavior of linear elements up to 1972 has been presented by the author in Ref. 16. Therefore, in this report only accomplishments not reviewed in Ref. 16 and particularly those in studies published since 1972, will be presented. A review of studies carried out up to the beginning of 1977, as well as a discussion of the accomplishments and research and development needs at that year, has been presented in a workshop on "Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction" (ERCBC) sponsored by the U.S. National Science Foundation [17]. Most of the present report is based on the papers, reports and discussions presented at the ERCBC workshop and those that have been published since then. Because of lack of time and space, it has not been possible to present an exhaustive review of the subject under consideration. Only general questions of the seismic behavior of linear elements are discussed herein. For a more detailed discussion the reader is referred to Ref. 17.

In most designs the loading that will occur during the life of a structure is uncertain and can only be described in probabilistic terms. This is especially true for seismic loadings as the uncertainties are unusually large. Clearly, it would be rational to take a probabilistic approach to seismic design [32]. To do this it will first be necessary to collect sufficient statistical data.

In summary, the seismic behavior of any element depends on the interaction of the ground motion and the structure to which this element belongs [19 - 22]. The seismic behavior of any structural element cannot be predicted solely on the basis of its mechanical characteristics: the pattern (shape function) of the excitations (forces, deformations, changes in environment, etc.) to which it is subjected must also be defined. Establishing the probable critical excitation involves significant uncertainties and can only be described in probabilistic terms.

In judging the reliability of results from experiments carried out on reinforced concrete, and particularly in assessing the implications of these results for design and construction of real seismic resistant structures, it is necessary to consider the nature and degree of uncertainties in the actual mechanical characteristics of the structural materials (concrete and reinforcing steel) that are used. To define these uncertainties there is a need for extensive collection of field and laboratory experimental data, for statistical study of these data [23] and the variations obtained from them. Studies may then be carried out on the probability of failure of reinforced concrete elements [24]. The uncertainties of seismic loading, combined with uncertainties of actual mechanical characteristics of structural materials, and of mathematical modeling of structural element behavior, make predicting seismic behavior of even the simplest structural elements (such as the linear elements under consideration in this report) extremely complex.

2.4 Importance of Loading History

As pointed out by Park [25], "in the past a variety of loading sequences and acceptance criteria has been used by various research laboratories throughout the world, making the comparison of results difficult and resulting in different conclusions from the obtained results". In Refs. 16, 22 and 26, the author has discussed and illustrated the effects of loading history on different types of reinforced concrete elements and subassemblages. Figure 2 illustrates the effect of different loading histories on the behavior of reinforced concrete columns [27,28]. Similar effects on a beam-column subassemblage of a lightweight reinforced concrete ductile moment-resisting frame are shown in Fig. 3 [29].

In Ref. 28 Jirsa discusses the effect of various loading systems. The importance of this problem was brought out in the workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, conducted in Berkeley in 1977 [17]. Several working groups made strong recommendations regarding standard loading histories and acceptable criteria for judging seismic behavior of structural elements (see Volume 1 of Ref. 17).

2.5 Importance of Proper Structural Layout

As summarized in the flow diagram of Fig. 1, in this step the designer must select the structural system, the structural material, and the type of

2.2 Construction and Maintenance Aspects

As pointed out earlier, a building's response, and the damage it sustains during any kind of excitation depends on how the building was actually constructed, not on how the designer thought it would behave. Furthermore, design and construction are intimately related: the achievement of good workmanship depends, to a large degree, on the simplicity of the detailing of members, connections, and supports. This is especially true for reinforced concrete structures. Although it is possible (on paper and even in laboratory specimens) to detail reinforcement in such a way that seismic behavior is considerably improved, in the field such design details may be too elaborate to be economically feasible. A design can only be effective if it can be constructed.

Field inspection has revealed that a large percentage of damage and failure has been due to poor quality control of structural materials and/or poor workmanship, problems which could have been corrected if the building had been carefully inspected during construction. In many other cases, damage, even failure, may be attributed to improper maintenance of buildings during their service life [20].

Analyses of mill tests of reinforcing steel bars, field control tests of concrete cylinders, and mechanical materials studies of specimens removed from the structures, show considerable variation in mechanical characteristics [20]. In view of this variability, present seismic code provisions which specify only minimum and maximum material strengths, and recommend that the design and capacity of members be based on these code specified strengths alone, are unreliable and can lead to unsafe designs. This is especially true in designing connections and in designing for shear for reinforced concrete structures.

2.3 General Features of Seismic-Resistant Design

Efficient seismic-resistant construction necessitates careful attention to the total seismic design, construction, and maintenance process. The phases of this process include: evaluating the seismic threat, selecting the structural layout and predicting the mechanical behavior of the whole soil-building system; proportioning and detailing the structural components, with their connections and supports; analyzing the reliability of the design obtained; and constructing and maintaining the building during its service life.

The main design aspects that should be considered are summarized in the flow diagram shown in Fig. 1. This diagram shows the intimate relationships of the different aspects and steps in the design process. The inelastic response of a structure and therefore of its components, is extremely sensitive to the dynamic characteristics of ground motion to which it is subjected, as well to mechanical characteristics of its structural and non-structural components. Studies of the response of concrete structures to severe earthquakes show that the performance of any specific critical region of an element is not only very sensitive to the ground motion and the mechanical characteristics of the structural materials but even to the final main and secondary reinforcement. This sensitivity must be recognized in order to properly analyze the significance of the results to be presented later.

It may appear ideal to test real buildings under the actual loading conditions to which they may be subjected during their service life. Such tests are not usually feasible due to economic considerations. Even if it would be economically feasible to test a replica of a given building, very little would be gained as far as improving our general understanding of seismic behavior of the different types of concrete buildings that are in use. There are at least two drawbacks to testing real buildings beyond the economic problem. The first is that the overall seismic response of an actual bare structural system is usually altered or obscured by the participation of nonstructural elements; and also the performance of individual structural elements can be modified by interaction with nonstructural components. This makes it difficult to extrapolate the information gathered to different types of structural systems or even to the same type with different kinds of arrangements of nonstructural elements. Therefore, it becomes desirable to obtain a detailed understanding of the behavior of the basic elements of a structure under loading or deformation similar to that expected from severe seismic ground motion, and how this behavior can be altered by the presence of nonstructural components.

The second drawback to testing real buildings is that information gathered by testing a complete building or structure is difficult to evaluate and usually insufficient to forecast the structure's behavior. Prediction necessitates the development of a theoretical model that may best be developed from observed behavior. A logical way to develop such a theoretical model is to start from an understanding of, and work toward a realistic idealization of, the behavior of simple elements [32].

non-structural components. Proper solutions of the problems encountered in this step require close collaboration between the architect, structural engineer, and manufacturers of materials. Sophistication in the selection of the structural system, structural material, and nonstructural components is of much greater importance than sophistication in analysis. Regardless of how sophisticated a method of analysis an engineer uses he cannot make an ill conceived structural system behave satisfactorily in a severe earthquake. The inertial forces depend upon the mass, damping, and the structural characteristics themselves (stiffness, yielding strength, maximum strength, and energy absorption and energy dissipation capacities). Therefore, decisions made regarding the choice of layout for the structure and the choice of structural and nonstructural material must play a significant role in the seismic performance of the structure during its lifetime. One of the best policies in earthquake resistant design is to avoid problems whose solutions are unreliable or not known. Therefore designers need to understand how design decisions may create serious seismic effects. A discussion of the selection of a proper structural system is offered in Refs. 20 and 30.

Structural material should have high energy absorption and energy dissipation capacities per unit weight. To achieve these high capacities the material should possess: (1) High strength (tension and compression) per unit weight; (2) High stiffness per unit weight; (3) High internal damping per unit weight; (4) High toughness per unit weight; (5) High resistance to low-cycle fatigue; and (6) Stable hysteretic behavior under repeated strain reversals. Furthermore, the structural material should be homogeneous, and easily adaptable and conducive to forming full-strength connections having the same characteristics as the material itself [20,30]. In selecting the best structural material for earthquake resistant construction, a simple plot of the ratio of stress per unit weight versus strain for the different available structural materials can be of use (Fig. 4). Plain normal weight concrete is not a desirable structural material for this type of construction because its weakness in tension requires that it be reinforced. The usually small ductility of ordinary reinforced concrete dictates the use of confined reinforced concrete.

The relatively low value of the strength per unit weight of normal weight concrete suggests the desirability of using lightweight concrete. The advantage of using confined lightweight aggregate concrete can be seen from the results in Fig. 4.

Since reinforced concrete is a composite of reinforcing steel bars and concrete (which is itself a composite material), there are many different types of reinforced concrete material in use today. Possible combinations depend on the different types of aggregate concrete (normal or lightweight) and reinforcing steel (prestressed or non-prestressed) which are used, and if the concrete is cast on site or precast. Precast, partially prestressed lightweight aggregate concrete is the combination most likely to be of greatest use in the future. The technology of lightweight aggregate and the problems of connections of the prefabricated elements, however, have not yet been resolved properly, and at present the most suitable reinforced concrete material for earthquake resistant construction is ordinary reinforced normal weight concrete [20].

2.6 Importance of Studying Behavior of Basic Structural Elements

The importance of studying the behavior of basic structural elements of a complete structure has been considered in Refs. 16, 26, 31 and 32.

What is the maximum deformation (ductility) that can be tolerated or demanded? How many cycles of full load or deformation reversals at different ductility levels are required?

These questions are a result of uncertainties regarding: (1) dynamic characteristics of future earthquake ground motions; and (2) structural response. These uncertainties make it impossible to accurately: (1) simulate the effects of real ground motions on the members of real structures (i.e. the loading or deformation histories to which actual structural members are subjected; and (2) to predict the level of inelastic deformation (ductility) demand which will occur.

No definite or proper answers to the above questions have been offered. A variety of parameters of loading sequence levels; of intensity of deformations; and of acceptance criteria have been and are still used today by different researchers, making comparison of research results very difficult.

In studying the seismic behavior of beams, or more precisely, the hysteretic behavior of flexural critical regions of linear elements which can be subjected to severe seismic excitations, the author has used the moment vs. rotation of the critical regions, and the limit states and loading sequences shown in Fig. 5, particularly Fig. 5(b). Acceptance criterion has varied according to the structural system, the function of the structure, and the seismic risk at the structural site.

Two loading criteria which have been used in New Zealand laboratories in pseudo-static load tests [25] are shown in Figs. 6(b) and 6(c). The ductility factor is calculated using the first yield displacement for the first inelastic load run defined as in Fig. 6(a). The simple loading criterion shown in Fig. 6(b) involves initial loading runs in the elastic range to establish the initial elastic stiffness and then four loading runs in each direction to displacement ductility factors of 4. This criterion follows that recommended in the New Zealand Loading Code [14]. The more complex loading criterion shown in Fig. 6(c) involves more elastic loading runs to observe stiffness changes between the cycles of imposed inelastic deformations, and cycles of imposed inelastic deformation with gradually increasing displacement ductility factor. A simple acceptance criterion is that the seismic load carrying capacity should not reduce by more than 20% during the test [14].

Agreement on the above issues among researchers and designers would enable research results to be compared on a consistent basis. This agreement may only be achieved when sufficient and appropriate data on the above factors becomes available. This will necessitate an extensive analytical and experimental program. Such a program requires nonlinear dynamic analysis of the whole structure in order to determine the realistic range of expected demands on the members (e.g. loading conditions, ductility levels, pattern, and number of reversals). Analysis of results from some of the nonlinear dynamic studies carried out at Berkeley on moment-resisting frame [33] and coupled wall structural systems [34] have shown the sensitivity of plastic rotation demands with respect to the dynamic characteristics of the ground motion and mechanical characteristics of the structure (Figs. 7 and 8). When a frame beam (a beam belonging to a ductile moment-resisting frame) is designed using present code requirements, the number of yielding excursions required and the number of rotation reversals that the critical region of the beam undergoes is usually smaller than four even under the most severe earthquake. However, the number

3. SEISMIC BEHAVIOR OF STRUCTURAL CONCRETE BEAMS

3.1 General

In Ref. 16 the author discussed studies up to 1972 regarding the behavior of structural concrete linear elements and subassemblages. In this reference, rather than discussing results obtained from linear elements (beams and columns) the author has chosen to discuss the behavior of critical regions of these elements, classifying them as: (1) Flexural Critical Regions; (2) Flexural Critical Regions with High Shear; and (3) Flexural Critical Regions with High Axial and Shear Forces. While the first two types of critical regions are developed in beams they can also be associated with columns that are subjected to low axial forces. The third type of critical region usually develops only in columns.

Since 1972 tremendous amounts of research into seismic resistance of structural concrete elements, particularly beams, has been conducted in many countries [17]. In spite of the advances in knowledge due to this recent research, there is still a lack of agreement about some basic questions of seismic behavior of structural concrete elements. Some of these basic questions are described below.

1. What are the best indices for measuring seismic behavior of structural concrete elements?

Moment vs. curvature of the critical sections

- Moment vs. rotation of the critical regions

Shear vs. rotation of the critical region

Shear vs. shear distortion of the critical region

Load-displacement relationship of the whole element.

2. What are the critical loading conditions that control the desired seismic behavior?

Monotonically increasing

Cyclic with no force reversal

Cyclic with force reversal, but not deformation reversals

Cyclic with partial deformation reversals

Cyclic with full deformation reversals

3. Which is the critical limit state, i.e. the one that will control design? Is it the serviceability, the damageability, or the collapse limit state?

4. What is the acceptance criterion for strength capacity and deformation, or energy absorption and energy dissipation capacities (ductility)?

As pointed out by Paulay [47], "the effectiveness of slab steel placed further away from the web of a beam or the face of a column is likely to depend on the torsional resistance of the beams framing into a column at right angles to the beam, the strength of which is being considered". No definite provisions for the effectiveness of slab steel exists in present codes, although different proposals were made in the draft recommendations of the New Zealand Code [14].

3.2.1.2 Deformation and Energy Dissipation Capacities. Deformation and energy dissipation capacities are controlled by the buckling of the main reinforcing bars, which is difficult to predict. Therefore, it is more difficult to predict these capacities than the flexural strength [22]. To avoid early failure and to assure sufficient deformation (ductility) and energy dissipation capacities most of the codes have introduced more stringent recommendations regarding proportioning and detailing of flexural critical regions. Some of the most important modifications are related to the following factors:

(i) Amount of Longitudinal Reinforcement Analytical and experimental results indicate that to attain large curvature ductility (say higher than 10, which is likely to be developed in the case of severe earthquakes) it would be preferable to use lower tension steel contents than are allowed by present ACI 318-77 [35] or 1976 UBC [36] provisions. (The ACI requires that the reinforcement ratio, ρ , shall not exceed 0.50 of the reinforcement ratio, ρ_b . The UBC requires that ρ shall not exceed 0.75 of ρ_b , or 0.025). Park [25] has reported that in New Zealand, if the compression steel ratio, ρ' , is 0.5 of the tension steel ratio ρ , it is recommended that $\rho < 0.016$ when $f'_c = 3,6000$ psi (25 MPa) and $\rho < 0.022$ when $f'_c = 5,800$ psi (40 MPa), with linear interpolation between for other concrete strengths. When $\rho'/\rho > 0.5$, higher ρ values can be used. These limits are given by formulae based on analytical results [48,49].

(ii) Positive Moment Capacity at Column Connections According to ACI 318-77 [35] and the 1976 UBC [36] the positive moment strength of flexural members at column connections shall not be less than 50% of the negative moment strength. Analyses of experimental results [40] have indicated that to improve the energy absorption capacity of frames it is desirable to require that the ρ'/ρ shall not be less than 0.75. The advantage of designing beams in frames with this larger positive moment capacity has also been pointed out by Paulay [47] and shown by analytical studies conducted by Anderson [50] and by studies of ductility demand in actual design of framed structures [51].

(iii) Moment Redistribution in Beams of Frames Paulay [47] has pointed out that in the efficient design of reinforced concrete continuous framed beams there are three aims that the designer should attempt to achieve:

(a) Reduce the absolute maximum moment, usually in the negative moment region, and compensate for this by increasing the moment in the non-critical (usually positive) moment regions.

(b) Equalize the critical moment demands in beams at either side of an interior column

(c) Fully utilize the potential positive moment capacity of beam sections at the column faces.

of reversals increases considerably for critical regions of beams acting as the coupling of a coupled shear-wall structural system (Fig. 8).

Following is a review of studies since 1972 that are connected with the seismic behavior of beams in R/C moment resisting frames. Studies concerned primarily with beams used as coupling elements of coupled shear wall systems will be discussed at the end of this section.

3.2 Seismic Behavior of Ordinary R/C Beams in Moment-Resisting Frames

This section reviews studies of seismic behavior of ordinary R/C beams in moment-resisting-space frames, that have been cast in situ using normal weight aggregate concrete. Current knowledge on the behavior of lightweight aggregate concrete beams will be discussed in a later section. As in Ref. 16, the author found it desirable to distinguish behavior of beams whose critical regions are under practically pure flexure from those in which high shear exists.

3.2.1 Beams with Critical Regions whose Inelastic Behavior is Controlled by Flexure. In this paper, cases where the nominal unit shear stress in the critical regions is small [say $\leq 3\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa))] are distinguished from those in which this shear stress is high [16]. In the first case, one can neglect the effect of high shear on the hysteretic behavior of beam critical regions designed and detailed according to present seismic codes [35,36], even for the most severe seismic ground motion that can be expected during the life of the structure. The effect of high shear is usually detrimental to the energy dissipation capacity of critical beam regions. Therefore, it is important that designers working with the architect use a low percentage of reinforcement or select a structural layout (e.g., relatively long beams), which will experience low shear.

Numerous studies have been conducted on the behavior of R/C critical regions whose inelastic behavior is controlled by flexure [16,25,28,37-42,47]. Although tests and analytical studies carried out since 1972 did not result in any significant new knowledge beyond that reported in Ref. 16, they did clarify some of the observations made in this reference and they also resulted in major advances in the design and detailing of R/C critical regions, specifically in improving the energy dissipation capacity of these regions. Some of these advances are discussed below under different parameters that affect the design of beams in frames. These parameters include; flexural strength capacity; deformation capacity; energy dissipation capacity; and prediction of stiffness necessary for predicting the dynamic characteristics of the frames.

3.2.1.1 Flexural Strength Capacity. In general, flexural strength can be predicted accurately if the mechanical characteristics of the reinforcement under uniaxial tension and compression, and of the concrete (confined and unconfined) are known [40,43-45]. However, there are still some uncertainties in evaluating the strength capacity of beam critical regions for slender beams in actual structures subjected to real earthquakes. Some of the most important uncertainties are: (1) the effect of the strain rate, particularly in cases where the maximum strength is reached at or just beyond the yielding of the reinforcing bars [16,46]; (2) the effective width of the floor slabs participating in the development of flexural capacity, especially the amount of slab reinforcement contributing to the total tension force.

In seismic-resistant R/C structures, the designer is interested in the confinement of longitudinally reinforced, not just plain, concrete. Therefore, there has recently been a series of studies on confinement of longitudinally reinforced elements [56-58]. These studies have improved understanding of the effect of different types and arrangements of lateral reinforcement on reinforced concrete. From these investigations, new constitutive laws for confined concrete have been suggested (see Fig. 9). In spite of these advances, there still is not sufficient data about hysteretic behavior of confined reinforced concrete under the state of stress and strain expected in flexural critical regions [55]. Present American seismic code requirements for beam confinement do not appear to be adequate when large ductility is demanded, although the 1976 UBC code requirements for the spacing of transverse steel (i.e. $d/4$, 8 bar diameters or 12 in.) are somewhat more stringent than the ACI-318-77 (i.e. $d/4$, 16 bar diameters or 12 in.).

(b) Lateral Restraint of Main Longitudinal Bars: For flexural critical regions designed and detailing according to present seismic code requirements, the strength and deformation capacities under seismic excitation are usually controlled by buckling of the main reinforcement [16]. The main factors controlling this buckling are: (a) bar size and its mechanical characteristics; (b) concrete cover; (c) the spacing, size, detailing, and fabrication of hoops (ties); (d) strain history of the steel bar; (e) length of the critical region (moment gradient). Based on experimental and analytical studies the author suggested in Ref. 59 that to prevent buckling of the main bar before it is strained to the beginning of strain hardening, the maximum spacing, s , should not exceed $4D$ to $8D$ for grade 40 steel and $3.5D$ to $7D$ for grade 60, where D is the diameter of the bar. As can be inferred from Fig. 10, the higher limit values are obtained assuming that the ties offer perfect restraint - i.e., they do not allow any lateral movement of the main bar, which is difficult to achieve in the field. Inspection during fabrication of steel cages, even in the laboratory, reveals that there is always a gap between the corner of a tie and the main bar. Furthermore the legs of the ties will always deform or even move, particularly when the critical region is subjected to large inelastic deformation.

If large ductility is demanded (requiring a strain higher than that at the initiation of strain hardening), s should be even smaller than that indicated above (see Fig. 10). This is because the E_t at the required large inelastic strain (beyond the initiation of strain hardening) will be smaller than the $E_{S.T.H}$ of a bar loaded monotonically in uniaxial compression.

Similar observations have been offered by other investigators [25, 28, 43, 60, 61]. A detailed discussion of experimental observations regarding buckling is offered in Ref. 43. In the experimental results reported in this Ref. in which buckling was observed, the shear stress in the critical regions was higher than $3 f_c' \sqrt{\text{psi}}$ ($0.25 \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)}$).

Because of the results of beam tests [38-41, 46, 62], it was suggested that each bar should be supported laterally by a corner of a tie. Similar recommendations have been made by Park [25]. Park has also recommended that to prevent buckling in plastic hinge zones, the spacing of stirrup ties surrounding compression steel bars should not exceed six times the diameter of the bar. It is also recommended that stirrup ties spaced at 4 in. (100 mm) should have a force at yielding at least one-sixteenth of the yield force of the longitudinal bar which they laterally restrain. (Note that four inch spacing is not required by present U.S. seismic codes.)

In Ref. 47 Paulay discussed how to carry out efficient moment redistribution and concluded that this redistribution not only leads to a more economical beam steel arrangement but minimizes moment input in the columns.

Bertero and Zagajeski [52] have discussed the importance of proper selection of moment redistribution in applying a recently developed computer-aided optimum design procedure [53,54] to the seismic resistant design of R/C multistory frames. According to results obtained using different moment redistributions, it appears desirable to base the design on a constant amount of top and bottom reinforcement throughout the span. The design based on this approach requires an increase in total steel volume of about 16% without any increase in concrete volume. However, nonlinear dynamic analyses of the responses of the designed frames to different types of ground motions show that the design, based on having same amount of reinforcement along the whole span, performs better than a design in which the beam reinforcement is curtailed according to a moment envelope in which full moment redistribution is assumed. Although the required steel volume is higher, there are some additional costs in designs where the longitudinal reinforcement is curtailed. One of these is the time and therefore cost for properly detailing the reinforcement. Another is the cost of fabricating the steel cage in the field. Furthermore, the probability of human error is greater in detailing and fabricating the reinforcement cutoff than in placing continuous bars. A cut bar introduces a discontinuity in stress, and the section in which this cut takes place can become critical during seismic response. Taking all these factors into consideration, it is believed best (at least in U.S.) to use a constant amount of reinforcement along the length of the beam.

(iv) Transverse Reinforcement It is generally accepted that to obtain large deformation and energy dissipation capacities it is necessary to provide the beam critical regions (potential plastic hinge region), with properly designed, detailed, and fabricated transverse reinforcement. The larger the demand in deformation and energy dissipation capacities, the more stringent the requirements regarding transverse reinforcement should be. This type of reinforcement is required to provide:

(a) Confinement of Concrete: The larger the degree of confinement, the higher the compressive strength and particularly the deformation capacity of the confined concrete. Confinement also improves the bond characteristics of concrete.

(b) Lateral Restraint of Main Longitudinal Reinforcing Bars: The closer the spacing of the transverse reinforcement, the larger the buckling stress resistance of the main bar.

(c) Shear Resistance: The larger the amount of reinforcement, and the closer the spacing, the larger the increase in shear resistance.

A brief discussion follows of recent advances in each of these roles of transverse reinforcement.

(a) Confinement of Concrete: Although the beneficial effects of transverse reinforcement on deformation capacity (ductility) are well known and generally accepted, its influence on strength enhancement is not so well accepted. There is still controversy about the actual increase in ductility and particularly in strength. Reasons for some of the existing controversies are discussed by Bertero and Vallenias in Ref. 55.

increasing loads. However, this kind of critical region, under repeated moment reversals and particularly under full rotation reversals, will undergo a degradation in stiffness, and energy absorption and dissipation capacities considerably larger than the degradation of a similar critical region with very low shear stresses. Degradation in strength starts to occur as the number of similar loading cycles inducing reversal of rotation increases. Although such regions are capable of developing flexural yielding strength, an early shear failure mechanism (sliding shear) starts to develop after one cycle of full bending reversals beyond the yielding strength level. This behavior was discussed in Ref. 16 in 1972 but at that time it was pointed out that the data available was scarce. Sources given at that time include Refs. 64-67. Since 1972 significant advances have been achieved thanks to the work of many researchers. Some of the results obtained have been published and discussed in Refs. 25, 28, 37-43, 47, 62, 68-72.

A detailed discussion of the effects of high shear in flexural critical regions is given in Ref. 40. Figures 12 and 13 illustrate the results obtained from two beams, R-5 and R-6, which were tested to examine the effects of a high shear force on flexural critical regions [40]. These beams were identical except for their shear span. The shear span of R-5 was $\lambda/d = 2.75$; the shear span of R-6 was $\lambda/d = 4.46$. Comparison of Figs. 12(a) and 12(b) show the pinching effect induced by high shear on the load-displacement relationship. This pinching effect resulted in a reduction in the energy dissipation capacity of more than 66 percent - (349 k./in. for beams R-5 vs. 738 k./in. for beam R-6). There was also a reduction in the plastic hinge rotation capacity from 0.036 radians to 0.026 radians.

Perhaps a better picture of the effect of high shear can be obtained from Fig. 13, which compares the shear force-shear distortion loading curves of beams R-5 and R-6 at comparable ductilities. As the deflection ductility of the loading reversals increased, there was increasingly more degradation in the shearing stiffness occurring in beam R-5 during the initial loading stages. Thus, there was a greater amount of shear distortion at comparable cycles. The value of average shear stiffness, K_{sh} , during the initial stage of loading to a δ/δ_y of about two was 200 k/in. for beam R-6, while shear distortion $\Delta\delta_{sh}$ at peak loading constituted about eight percent of the total tip deflection. The corresponding value for beam R-5 were 130k./in., and about 17 percent of the total deflection. After loading reached a δ/δ_y of about four, the values of K_{sh} and $\Delta\delta_{sh}/\delta$ were about 63 k./in. and 0.12, respectively, for beam R-6; and 7 k./in. and 0.37, respectively for beam R-5.

A detailed discussion of the mechanisms involved in the observed degradation, mechanical models, and a quantitative analysis of the degradation of shearing stiffness in beam R-5 are presented in Ref. 40. Results of studies at Berkeley, and other investigators reveal that:

(1) When maximum nominal shear stress induced during inelastic reversals is high in both loading direction (e.g. $5.3\sqrt{f'_c}$ (psi) or $0.44\sqrt{f'_c}$ (MPa) for beam R-5 in Fig. 12[a]) the degree of shear stiffness degradation becomes very significant. For example, the shear distortion of beam R-5 constituted about 37 percent of the tip deflection as the displacement ductility reached four. In the similar beam, R-6 (Fig. 12[b]), with a maximum nominal shear stress of $3.5 f'_c$ (psi) ($0.30 f'_c$ (MPa)) this value was less than 13 percent.

(2) The shear resistance in cracked R/C critical regions subjected to monotonically increasing load is developed through: (a) shear stress of

The above requirements have been derived for and applied to beam critical regions of structures that can be subjected to very severe ground motions and in which these regions are the main source of energy dissipation i.e., ductile moment-resisting frames, and therefore they are too stringent for other cases. For this reason, the author believes that the formulation of seismic code requirements by just one set of empirical rules, although desirable for practical applications, usually leads to the use of provisions which are too stringent for most of the structures. Attempts should be made to formulate seismic regulations as a function of the demanded or desired deformation and energy dissipation capacities. Although this may not be possible due to insufficient data and unreliable methods of estimating actual demands, work in this direction should be started.

(c) Shear Resistance: Advances in design requirements for this role of transverse reinforcement will be examined later in a discussion of flexural critical regions under high shear.

3.2.1.3 Prediction of Stiffness. To estimate the demands of strength, deformation, and energy dissipation capacities during an earthquake, it is necessary to predict the dynamic characteristics of the structure at the time when the earthquake shaking takes place. In case of R/C ductile moment-resisting frames, the period of the frame is usually controlled by the stiffness of the beams rather than that of the columns. Thus the initial stiffness of the beams at the moment an earthquake occurs must be estimated as accurately as possible. In as much as the time of occurrence of future earthquakes and the history of excitation to which the structure has been subjected are uncertain it is best to consider a range of probable values of stiffness in analysis. It is even possible that certain beam regions in a structure may have been critically stressed due to service conditions alone (e.g. high service loads, thermal or settlement deformations, environmental conditions) leaving these beams in a state of reduced stiffness. Unfortunately this is an area in which very little progress has been made.

Several investigators have developed sophisticated methods to predict moment vs. average curvature at critical regions and have obtained good agreement with measured values [40,44,45]. This is illustrated in Fig. 11(a) for the case of monotonically increasing moments, up to large displacement and then unloading and in Figs. 11(b) and 11(c) for the case of cyclic bending reversals. However no satisfactory rules have yet been offered to use in practice for predicting initial stiffness. The lack of such rules and the consequent implications for practical seismic design have been discussed by Strand [51]. Strand points out that neither the degree of cracking nor the effective width of the flanges due to floor slab contribution are well defined in either the code or in available literature.

A method for computing lateral stiffness of beams under seismic excitations has been presented by Orudjev and associates in Ref. 63 and appears to give good results. However, again no clear rules are given for estimation of initial beam stiffness.

3.2.2 Beams with Flexural Critical Regions under High Shear. When nominal unit shear stress at the critical region of a framed beam exceeds $3\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa)), and the beam has been designed and detailed according to present U.S. seismic codes, the critical region is capable of developing maximum flexural strength and flexural deformation capacity under monotonically

[74]. In a third approach the bars crossing the crack were stressed in tension during shear cycling; the tension was applied to obtain the desired initial crack width [75]. An important factor affecting the behavior of interface shear transfer is the amount of steel near the crack. Reinforcement parallel and close to the crack delays or prevents shear deterioration because the concrete is confined. In addition, diagonal cracks are not allowed to propagate from the crack plane and dowel splitting is restrained. The mechanism of interface shear transfer for various types of experiments is described in several papers and reports [40, 72-79]. However, the interface shear transfer mechanism under generalized (variable repeated) loading inducing large inelastic deformation still cannot be predicted accurately; more experimental studies are needed.

Experimental results have shown that the behavior of flexural critical regions under high shear stress can be significantly improved by the addition of diagonal reinforcement. This is illustrated in Fig. 14 which compares the results obtained with different types of web reinforcement [68]. The use of diagonal reinforcement is an effective means of controlling sliding shear [28, 38,39,41,68,80-83].

In a recent publication, Scribner and Wight [43] present valuable results regarding the effect of shear in beam flexural critical regions, as well as a detailed evaluation of these results and their implications in seismic resistant design. Specimens were designed with a variety of longitudinal beam reinforcement and tested using four different shear spans such that maximum shear stresses varied from $2\sqrt{f'_c}$ (psi) to $6\sqrt{f'_c}$ (psi) [$0.16\sqrt{f'_c}$ (MPa) to $0.5\sqrt{f'_c}$ (MPa)]. Half the specimens contained beam web reinforcement as specified by seismic provisions of the ACI Building code (318-71) [35] and half the specimens contained two layers of intermediate longitudinal shear reinforcement in addition to the Code-specified ties. Based on the results of these tests and in conjunction with research done by others, these authors have concluded that:

(1) The repeatability of member hysteretic behavior was related to maximum beam shear stress; (2) Intermediate longitudinal shear reinforcement provided significant increases in energy dissipation and repeatability of hysteretic response for beams with shear stresses between $3\sqrt{f'_c}$ (psi) and $6\sqrt{f'_c}$ (psi) [$0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa) and $0.5\sqrt{f'_c}$ (MPa)]; (3) Beams with shear stresses below this range performed satisfactorily without intermediate longitudinal shear reinforcement and beams with shear stresses higher than $6\sqrt{f'_c}$ (psi) [$0.5\sqrt{f'_c}$ (MPa)] did not perform totally satisfactorily, regardless of the type of shear reinforcement used.

3.3 Seismic Behavior of R/C Coupling Beams in Shear Wall Structural Systems

In the last 10 years, significant accomplishments have been made in the study of seismic behavior of R/C coupling beams in shear wall structural systems. In Ref. 82, Paulay has made a detailed examination of the observed performance of coupling beams in coupled shear wall structural systems. He has pointed out that these beams are often deep relative to their span. Because of this, large shear forces are generated which dominate the inelastic behavior of these beams. Typically the $V_u d/M_u$ ratio is equal to or less than unity. Thus the problem of these coupling beams is one of flexure with very high shear. Furthermore, the deformation capacity (ductility), the number of yielding excursions and the number of plastic rotation reversals that are demanded from these coupling

uncracked concrete; (b) aggregate interlocking and frictional resistance along cracked faces; (c) web reinforcement resistance at inclined cracks; and (d) dowel action of the main steel reinforcement. As the beam is subjected to several loading reversals, flexural and/or flexure-shear cracks may develop across the entire beam section; therefore, the shear must be resisted by web reinforcement, dowel action, and aggregate interlocking and friction. The last two resistances become less effective as the crack width increases and concrete crushes in the compression zone. As a result, large shear distortion could occur and become an important source of beam deflection as well as a significant parameter in the overall behavior of the flexural member. It should be re-emphasized, however, that this degradation occurs because of the opening of the cracks induced by yielding of the main reinforcement and is therefore a combined flexure-shear type of degradation mechanism. Because bond slippage of the main reinforcing bars can contribute significantly to the opening of flexural cracks, the deterioration observed is the result of a combined flexure-bond slippage-shear type of degradation.

(3) Photogrammetric studies conducted during the tests at Berkeley reveal that, at a ductility level of four during the initial loading state, the deformation pattern in the critical region is dominated by the shear deformation at those cracks which remain open throughout the entire beam section. For this reason this behavior has been named "Shear Sliding" and the resistance mechanism "Interface Shear Transfer" [72].

(4) The recorded shear force-shear distortion diagrams indicate that after flexural yielding occurred in both loading directions, the degradation of shear resistance and the amount of shear distortion increased with the magnitude of applied load and/or deformation as well as with each repeated cycle of reversal. The possible shear degradation mechanisms include: (a) the opening of cracks due to yielding and or slippage of the main reinforcement (b) the spalling of the concrete cover around the periphery of the flexural critical region; (c) the degradation in the stirrup-tie anchorage due to large variations in the strains where it is crossed by inclined cracks, and/or by the splitting and spalling of the concrete cover; (d) the crushing and grinding of concrete at the crack surfaces which could lead to a less effective aggregate interlocking resistance along the open cracks; and (e) the local disruption of bond between the longitudinal steel and concrete due to the dowel action along the open cracks.

(5) The shear force-shear deformation model developed in Ref. 40 offers a reasonable prediction of the shear degradation that occurred during the initial stage of loading reversals at a beam displacement ductility ratio of one, and the first reversal at a ductility level of two. The most important parameters for determining the shear stiffness degradation appear to be the aggregate interlocking along the large cracks and the dowel action of the longitudinal steel. When loading reversals were carried out at a displacement ductility of two, the aggregate interlocking resistance could not be predicted by the analytical model since it does not account for the effect of degradation due to reversals.

As pointed out by Gergely [72], who has reviewed the problem of "Interface Shear Transfer", in beams and other R/C elements (columns and walls), several approaches have been developed for the study of cyclic interface shear transfer across open cracks in concrete. In some experimental investigations [73] the crack width was held constant during shear cycling. In another study the bars were yielded first to produce the desired initial crack width

portion of the transverse force could be resisted after diagonal cracking by arch action, because of the small span-to-depth ratio. However, this arch action cannot be developed in coupling beams after yielding of the web reinforcement, because the reactive shear forces at the boundaries are applied over the full depth of the beam; not in concentration form at the top and bottom surfaces. To prevent separation failure along a main diagonal (i.e. diagonal tension failure), shear must be transferred entirely by web reinforcement. Other mechanisms which might assist in shear resistance should not be relied on.

The Effect of Cracking on Stiffness. The effect of cracking on the stiffness of coupling beams may be more important in assessing the elastic response of coupled shear walls than in assessing a similar response in a ductile reinforced concrete frame. Diagonal cracking has a much larger effect on shear stiffness than flexural cracking has on flexural stiffness. Thus, diagonal cracking will have a major influence on the overall stiffness of short (small span-to-depth ratio) coupling beams in which shear distortion can dominate. Loss of stiffness due to cracking can be of the order of 85%, a quantity significant enough to be considered in the design process.

The Effects of Reversed Cyclic Loading Beyond the Elastic Limits. In conventionally reinforced coupling beams with a span-to-depth ratio of less than two, the strength and ductilities designed in earthquake resistant coupled shear walls are not likely to be attained. The load-rotation relationship shown in Fig. 15(a) indicates that only limited rotational ductility may be developed. Furthermore a sliding shear failure may result after a single large flexural yield excursion.

3.3.2 Behavior of Diagonally Reinforced Coupling Beam. The ductility and useful strength of coupling beams can be improved by placing principal reinforcement diagonally in the beam (Fig. 15[b]) instead of using the conventional steel arrangement (Fig. 15[a]). The design of such a beam can be based on the premise that shear force resolves itself into diagonal compression and tension forces intersecting at midspan where there is no moment to be resisted. Under severe seismic actions the diagonal bars can be subjected to large compression stress, and perhaps yielding that may lead to buckling, before the previously formed cracks close. Therefore it is important to have ample ties around the diagonal bars to confine the concrete inside the bars and to inhibit buckling of the diagonal steel. Figure 15(b) shows the load-rotation relationship for a beam similar to that in Fig. 15(a), except for the reinforcement arrangement. Comparison of hysteretic behavior in these two figures shows the superior response of the diagonally reinforced beams. This superior response of diagonally reinforced coupling beams has also been shown in tests carried out at the Portland Cement Association [83]. This type of reinforcement has already been used in real buildings [80].

3.4 Implications of Results Obtained to Seismic Design

In the ultimate strength design, as well as in the seismic design of R/C members, it is essential to provide sufficient shear capacity in possible hinge locations to develop required flexural and deformation capacities. In seismic resistant design, it is important to assure that such regions will not fail in shear before adequate rotation is developed at a nearly constant maximum moment. It is also important that the effect of shear degradation (pinching of the hysteretic loops) on the energy dissipation capacity of these regions be minimized. To reduce the potential shear degradation in all the

beams are very large when compared with those encountered in beams of ductile-moment-resisting frames (see Section 3.1).

The performance of coupling during the 1964 Alaska [5] and the 1972 Managua earthquakes demonstrated that a conventional approach to designing and detailing these beams results in poor performance. Because of the low value of the $V_u d/M_u$ ratio, significant interaction between shear and flexure - usually disregarded in conventional design procedures - may be present.

Paulay [82] has analyzed the behavior of coupling beams that have been designed and reinforced according to conventional procedures and those that have been designed and reinforced on the premise that the shearing force in these beams resolves itself into diagonal compression and tension forces, intersecting each other at midspan where no moment is to be resisted. This last procedure results in diagonally reinforced beams. A summary of Paulay's findings are presented below. For a more detailed discussion see Ref. 82.

3.3.1 Behavior of Conventional Reinforced Coupling Beams. This type of beam is illustrated in Fig. 15(a). Paulay has analyzed the flexural and shear behavior of reinforced coupling beams. He has also analyzed the effects of reversed cyclic loading and the effects of cracking on the stiffness of these beams. His conclusions follow.

Flexural Behavior. 1. For coupling beams with a small aspect ratio, the flexural reinforcement would experience tension over the entire span of the beam. A low stress area in the vicinity of zero bending, at midspan, does not exist and this should be noted when it is intended to splice bars near the point of contraflexure.

2. The design or analysis of the critical support sections cannot be based on the customary assumptions of doubly reinforced concrete beams. Both the top and bottom reinforcement would experience tension after diagonal cracking. For this reason the beneficial effect of the compression reinforcement ductility is not available.

3. The unexpected distribution (vis a vis, conventional theory) of the internal forces suggests that a different approach to the assessment of distortions and stiffness characteristics of coupling beams is warranted.

4. In spite of the high intensity of shearing forces, the flexural bond stresses are not likely to become critical because the rate of change of the internal tension would be considerably less than that of the bending moment.

5. Because the flexural reinforcement would be in tension over the entire clear span the length of the beam would increase with the load.

6. Because both the top and the bottom flexural bars are in tension, the internal tension resultant will be located between the levels of the top and bottom reinforcement. This suggests that such beams attempt to resist the variable moments along the span by means of near constant internal forces $T = C$ operating on a variable internal lever arm, z .

Shear Behavior. The concepts of shear resistance on which the traditional approach of designing shear reinforcement is based need to be modified for coupling beams. According to conventional assumptions, a considerable

4. SEISMIC BEHAVIOR OF STRUCTURAL CONCRETE COLUMNS

4.1 General

In several structural systems, and particularly in moment-resisting frames, there are columns which are subjected to very low axial forces; under lateral load the behavior of their critical regions is controlled by flexure. There is very little difference between the behavior of these columns and that of the beams, except that the columns are usually subjected to higher shear than the beams because they are shorter. Therefore, these columns can be classified with the beams under the general denomination of flexural members. This has been recognized by certain seismic codes like the ACI 318-71 and 318-77 [35] which specify that columns shall be designed and detailed in accordance with requirements for flexural members when: the maximum factored axial load P_e is not greater than $0.4\phi P_b$, where ϕ is the strength reduction factor and P_b is the nominal axial load strength at balanced strain conditions.

This section of the report emphasizes behavior of concrete columns in moment-resisting space frames, which are ordinarily reinforced and whose critical regions are subjected to significant axial forces. In seismic-resistant analysis and design, a frame structure can be modelled as a planar frame and subjected independently to the horizontal component of the ground motion acting in the plane of the frame [36]. Therefore at first discussion will be limited to the behavior of columns loaded in one of the principle axes (1D). Later, the importance of three dimensional loading (3D) and particularly bi-axial loading will be reviewed.

4.2 Columns in 1D R/C Moment-Resisting Frames: Ordinarily Reinforced and Subjected to High Shear Forces and Significant Axial Forces

4.2.1 Experimental Studies. A review of the work carried out up to 1972 is given in Ref. 16. Since 1972 there have been many investigations of the behavior of columns subjected to seismic excitations. Work carried out between 1972 and 1977 has been reviewed in a series of papers [25, 28, 47, 72, 84] presented at the Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction [17]. Recent work on columns is discussed also in Refs. 85-92. Despite these studies and some significant improvements in understanding behavior of columns, some of the problems whose solutions were unknown in 1972 [16] still have not been solved. For example, some very few studies have been conducted on the behavior of columns subjected to combinations of tension and bending induced by generalized cyclic excitations. Such studies would be especially relevant because during an extreme earthquake the axial forces in columns can be lowered to values that can crack the concrete throughout the sections, especially when there are large creep and shrinkage effects. Research in this area is urgently needed because the importance of interface shear transfer in members in tension has not been examined as pointed out by Gergely [72].

The importance of such studies is illustrated by a simple example. A 16 in. by 16 in. (400 mm by 400 mm) column with eight #9 bars, when subjected to pure tension such that the stress level in the bars approach yield, will develop crack widths of about 0.02 in. (0.5 mm). Such cracks usually form at ties and therefore the ties closest to a crack would be one tie spacing away. In the absence of transverse reinforcement close to the crack, the reversed cyclic interface shear transfer capacity for such crack widths might vary from 200 to 300 psi (1.4 to 2.1 MPa); and considerable slip and crack deterioration may occur at lower stresses. The dowel capacity of the bars

critical regions, it is necessary to develop good shear resistance along the regions where large cracks might occur. The use of closely spaced stirrups and supplementary ties has proven to be effective in improving the rotation and energy capacities of R/C flexural critical regions. This is so not only because more shear reinforcement is provided, preventing formation of inclined cracks, but also because such reinforcement provides better concrete confinement and provides more effective lateral support for the longitudinal compression steel. In very short beams, however, a major crack transversing the whole section can develop between two adjacent vertical ties. Consequently, these ties cannot function as shear reinforcement. In this case, the use of inclined reinforcing bars appears to be a practical solution.

- L_C^R = Actual distance between critical regions where $M_{\max}^R$ developed
 L_C^C = Nominal clear height of the columns assumed in the analysis and design of column
 ϕ_V^C = Code strength reduction factor for shear
 $\phi_{(M,P)}^C$ = Code strength reduction factor for columns
 $(b_w d)^R$ = Actual size of columns
 $(b_w d)^C$ = Assumed size of columns used in code equations for estimating v_C^C

In eq. 1, the $M_{\max}^R / M_U^C$ can be expressed as:

$$\frac{M_{\max}^R}{M_U^C} = \frac{f_{s \max}^R}{f_y^C} F \left[\frac{p^R \text{ \& } M_{\max}^R}{p^C \text{ \& } M_U^C} \right] \quad (2)$$

where:

- $f_{s \max}^R$ = Maximum steel stress that can be generated
 f_y^C = Code specified yield strength
 p^R = Actual axial load action on section where $M_{\max}^R$ is generated
 p^C = Axial load estimated based on code force acting on section where M_U^C is computed

Considering that $f_{s \max}^R$ can be up to twice f_y^C and $F \left[\frac{p^R \text{ \& } M_{\max}^R}{p^C \text{ \& } M_U^C} \right]$ can also

be considerably larger than one, either because p^R is a compression force smaller than the P corresponding to the balanced point but larger than the assumed or estimated p^C or because p^R can be a tension force decreasing the actual shear resistance, the value of the $M_{\max}^R / M_U^C$ can be larger than two.

Additionally, because of the actual effects of lap splicing and/or nonstructural elements, the value of L_C^R / L_C^C could be larger than one, the $\phi_V^C / \phi_{(M,P)}^C$ is 0.85/0.70 (ACI 318-71), and $(b_w d)^R / (b_w d)^C$ can be larger than one.

is equivalent to only about 50 psi (0.35 MPa), thus sliding shear distress is possible in columns subjected to tension. For a given interstory relative displacement of, say 0.5 in. (13 mm), the compression columns would also have to distort the same amount and could undergo damaging sliding shear displacements. A slip of less than about 0.05 in. (13 mm) is already harmful; such a slip is quite conceivable considering the relative magnitudes of approximate sliding shear and column lateral stiffnesses [72].

All the available data have been obtained under excitations which produce compressive axial forces, shear, and bending in only one main plane of the element. Since columns are usually subjected to biaxial shear and bending, there is an urgent need for experimental and analytical studies of the inelastic behavior of columns under the combined effects of axial force and biaxial shear and bending. Also, during extreme earthquakes tension forces can be developed due to overturning moments and the vertical component of acceleration. Therefore it is of paramount importance to carry out studies on columns in which the axial force is varied from compression to tension. To the best of the author's knowledge, the only experimental work on the effect of varying axial force in columns has been carried out in Japan [142] and more recently at the University of Texas. These studies will be discussed later.

The columns are still the elements most susceptible to failure in destructive seismic ground motions. This has been demonstrated by inspection of damage in many recent earthquakes. In Ref. 93 Aoyama discusses the causes of shear failure of columns and countermeasures taken in Japan. The causes of such failure can be found, the author believes by: (1) Analyzing present methods of evaluating column action during severe earthquakes, and estimating the range of demands placed on columns; (2) Studying the sensitivity of the nominal unit shear stress to the main factors involved in its computation; (3) Comparing this sensitivity with the values specified by present seismic codes.

Park [25] and Paulay [47] discuss the problems encountered in estimating the column actions and therefore in formulating a design procedure that will give an acceptable degree of protection against undesirable behavior.

To illustrate the sensitivity of the nominal unit shear stress to the main factors involved in its computation the following equation compares the probable realistic value of the maximum nominal unit shear stress, $v_{\max}^R$, with the value given by ACI or UBC codes v_u^C [35, 36].

$$\frac{v_{\max}^R}{v_u^C} = \frac{M_{\max}^R}{M_u^C} \frac{L_c^R}{L_c^C} \frac{\phi_V^C}{\phi_{(M,P)}^C} \frac{(b_w d)^R}{(b_w d)^C} \quad (1)$$

where:

$$\begin{aligned} M_{\max}^R &= \text{Maximum moment that can be developed in the real column} \\ M_u^C &= \text{Ultimate moment capacity computed according to code provisions} \end{aligned}$$

column philosophy. However, these deformation capacities may be insufficient when compared to the magnitude and nature of deformation demands that may be expected in frames designed with soft stories. Furthermore, the above observations are valid for cases where there is essentially no fluctuation in axial force. The change from a ductile shear-compression failure mode in columns with certain axial compressive force to a brittle diagonal tension mode in similar columns in which the axial load decreased, suggests the need to investigate the inelastic behavior of short columns in which the axial force varies. The axial force should be varied with shear reversal from a maximum compression to either a tension value or a smaller compression.

(2) A comparison of analytical and experimental shear strengths indicates that code shear capacities are adequate if actual mechanical characteristics are used. However, if the expected inelastic deformations are higher than those used in the tests, these code provisions may be inadequate. The concrete degradation associated with large inelastic cyclic deformations will result in an entirely different state than that on which the code recommendations are based. To develop such large deformation and still maintain shear strength, the contribution of concrete should be ignored unless the core concrete can be kept effectively confined, even under the largest deformation.

(3) Comparison of the behavior of columns subjected to different deformation histories demonstrates that cyclic deformation reduces the maximum inelastic deformation a member can experience in a given direction. This fact should be kept in mind when design is controlled by inelastic deformation demands. It will be necessary to specify not only the deformation level that is expected, but also the number and type of reversals (partial, full) expected. The magnitude of the nominal shear stresses developed in some of the columns tested show that moderate ductile behavior and high shear stresses are compatible. However, it is necessary to provide sufficient and properly detailed transverse reinforcement.

(4) A comparison of the behavior of columns with different types of transverse reinforcement indicates that the circular spiral is more effective in maintaining a member's shear strength. Its continuity and relatively close spacing provide excellent confinement for the core concrete and restrain the width of inclined shear cracks. However, the close spacing of the spiral, and the fact that it is responsible for significant spalling through the height of the column, reduces the area of concrete in concrete with the longitudinal reinforcement and thus contributes to bond deterioration along this reinforcement.

4.2.4 Analytical Prediction of the Hysteretic Behavior of Columns. Many attempts have been made to predict the hysteretic behavior of columns, starting from the mechanical characteristics of the materials used and following the classical approach of continuous mechanics. In Ref. 88 Zagajski and Bertero discuss different methods and models that have been used, and the difficulties encountered in predicting the hysteretic behavior. Perhaps an easier approach is to directly model the load-deformation relationship as was done by Atalay and Penzien for flexural members subjected to high shear [95, 96]. This was done also by others [98] using a degrading trilinear model for the restoring force-deformation characteristics of reinforced concrete structures failing primarily in flexure. Jirsa in Refs. 28 and 97 reviewed the analytical work done in modeling behavior of columns and classified these different models in two categories: "conceptual model" and "element or filament model". An example of good agreement obtained by using conceptual models is shown in Fig. 17(a).

therefore the real nominal unit shear stress, $v_{\max}$, can be four or more times than the value obtained using code procedure v_u^C ; the value for which the shear reinforcement was designed. Thus it is not surprising that many of the frame failures observed have been due to shear failure of the columns. Therefore there is a need to conduct statistical studies of the value of $v_{\max}^R / v_u^C$ in existing buildings.

4.2.2 Experimental Research and Development in Japan. Ohmori in Ref. 84 points out studies in Japan where the behavior of columns was investigated in order to improve the design and construction of real R/C structures. Among the important experimental findings of the research, the following deserve special mention.

Newly Developed Transverse Reinforcements--The three types of lateral reinforcement shown in Fig. 16 (a), typical of present construction, were tested, considering three levels of reinforcement ratio for each type. The results reviewed in Ref. 16 and summarized in Fig. 16(b) show the advantages of tied (type A) and spiral (type S) columns when compared with hooped columns (type J). However construction of tied columns presents some difficulties. Therefore, new types of transverse reinforcements that could offer good confinement and could be easily fabricated were sought [142]. A combination of spiral and hoop reinforcements was developed which was named the KS type. It showed ductile and stable hysteretic behavior similar to that observed for tied columns (Fig. 16[b]). Figure 16(c) shows the different types studied and Fig. 16(d) shows the results obtained. It is clear that the KS type columns showed the most stable and ductile behavior. The other two types which showed good behavior for the same reinforcement ratio, were the spirals (S) and the tied (T) arrangements.

Splices of Large Size Re-Bars--In the lower story columns of tall buildings it becomes necessary to use large size rebars. In this case the use of lap splices offers serious difficulties. Various types of welded and sleeve joints were tested. Among the most effective in the sleeve category were the squeezed joint, and the Caldwell joint [94].

Very little information is available on the behavior of lapped splices. As pointed out by Gergely [72] impact type tests of splices showed an increase in splice capacity and stirrups enhance the toughness and ductility of splices. Research is needed on the behavior of lapped splices and mechanical splices at high-level load reversals.

4.2.3 Concluding Remarks Regarding Experimental Studies. From analysis of results obtained in different investigations up to date it can be concluded that:

(1) Short R/C columns, if designed and detailed to satisfy code recommendations for ductile moment-resisting frames [36] can develop moderate inelastic deformation prior to either a brittle shear failure or significant shear degradation, when subjected to high constant axial loads and to cyclic shear reversals. The word moderate should be emphasized. It is felt that the inelastic deformation capacities found in the investigations (particularly in Ref. 88) would prove adequate when compared to the magnitude and nature of inelastic deformation demands that may be expected for columns that are components of frame systems designed on the basis of a weak girder-strong

"2D excitation of single mass systems produces a greater period shift, which in turn can lead to larger displacement response, depending to some extent on the initial system period. Gravity loads acting through the increased lateral displacements may cause collapse. Although details of input motion and shape of hysteresis curve play a role, they do not appear to decisively influence the general trends. The combined effect of correlation of the orthogonal components of response and of inelastic interaction generally appears to increase with relative strength of the excitation. 2D ductilities about twice as large as 1D ductilities are typical at 1D ductilities of about 5 or more.

Since the effect of gravity load is consistent, an examination of responses without the $P-\delta$ effect is sufficient to indicate possible problems. Two criteria are useful for this purpose: 1D ductility demand and system period. The most important indicator is the 1D ductility demand calculated from a one-dimensional inelastic response analysis. If the system strength is sufficient to restrict the 1D ductility demand to about two, no difficulties should occur. In conjunction with this, however, the system period should be taken into account, since the consequences of a slight underdesign are more serious for short period (stiff) systems than for long period (soft) systems.

Frames resisting seismic loads in both horizontal directions should be designed so that column deformations do not substantially exceed "yield". An important factor not accounted for by response studies of single mass systems is the distribution of inelastic deformation between girders and columns in space frames. This distribution is different for 2D motion than for 1D motion, since columns may yield sooner in 2D motion. The few results available for multi-story structures indicate that 2D motion increases column response ductility demand and decreases girder response ductility demand. While a varying axial load does produce large changes in the lateral restoring force-deformation characteristics of a single column, when these characteristics are averaged over several columns in a story, the effect on the total lateral force-deformation resistance curve for the story appears to be slight. The influence of ground motion characteristics should be more thoroughly explored. Besides duration and general intensity level of the excitation, the relative strength of all components is important. Extensive work remains to be done along these lines."

Jirsa, et al. presents a thorough review not only of analytical work in this field but also of the experimental studies that have been conducted until 1978 [97]. In reviewing the analytical work, Jirsa, et al., classified the proposed models in two categories: conceptual; and element or filament models. They then summarized the models, applications, advantages, and disadvantages. One of the main problems in conducting experimental studies is the selection of realistic loading histories. The problems discussed for 1D models are increased considerably because of the many possible combinations of the path of the two components.

4.3.2 Experimental Studies. These studies can be classified as studies of flexural behavior and shear behavior [97].

4.3.2.1 Flexural Behavior. Takizawa and Aoyama [98] conducted some experiments and compared their test results with analytically predicted values on a conceptual model. Measured and analytically predicted response for unidirectional and 2D loading histories are shown in Fig. 17: The measured and analytical responses for the square (or diamond) loading history (Fig. 17[b])

In 1977, after reviewing analytical studies, Gergely [72] concluded:

(1) Many researchers have used various types of idealizations and hysteresis rules in nonlinear analyses and have shown that good results can be obtained when the idealizations directly correspond to the system being modeled. In most cases, however, not all modes of stiffness deterioration were included in the analysis and in the corresponding tests. Significant advances have been made in system identification techniques that allow the determination of stiffness properties from test results, or enable linearization of non-linear systems. Most nonlinear analyses are too complex for design use but they are helpful in identifying the effects of various factors as well as in aiding in the planning of test programs.

(2) Many factors affecting nonlinear response have not yet been isolated or studied sufficiently. Therefore, most analyses are reasonably accurate only for the test program for which they were derived. If other factors modify the behavior or if a different type of loading is applied, the agreement between analysis and test is generally poor, especially after two or more load cycles.

4.3 Hysteretic Behavior of Columns under Three Dimensional Loading

An earthquake ground motion at the foundation of a structure has six simultaneously acting components: three translational and three rotational. Thus, the columns in a space frame are subjected to three dimensional (3D) loading components, which will vary with time during dynamic response to the ground motion. This is particularly true in the case of exterior columns in a space frame. In the case of interior columns the variation of axial force during the earthquake might not be important and therefore, although there is a state of 3D-loading, only the biaxial bending and shear will vary with time. It is common to refer to this as a case of biaxial bending or two dimensional (2D) behavior, although strictly speaking a 3D-state of loading exists even for a 2D ground motion.

In 1972 the author pointed out the lack of data regarding the 3D behavior of columns [16]. As a consequence of damage from the 1968 Tokachioki and 1971 San Fernando Earthquakes, several studies were conducted to see if it was possible to analytically predict such damage. Most of these analytical studies were based on the conventional planar behavior of the structural elements. Since these studies did not successfully justify the observed damage, and since there was evidence of biaxial bendings in certain columns, particularly in the case of the main buildings of the Olive View Hospital, analytical studies of the effects of 2D ground motions were started.

4.3.1 Analytical Studies on the Effects of 2D Ground Motions and Biaxial Loading on Columns. Japanese and American researchers have conducted a series of analytical studies on the effects of 2D ground motions on columns. The analytical work of Takizawa and his associates in Japan [99] and Pecknold and his associates in the U.S. [100] deserves special mention.

In Ref. 99 Takizawa concludes that "The margin of safety against collapse of R/C structures is very small when the effects of biaxial response, deteriorating ductility, and gravity are all combined. In Ref. 100 Pecknold and Suharwardy review the analytical work conducted until 1977 and summarize the findings as follows:

on the effect of high shear on columns [97, 104]. The primary variable is the loading history. The geometry of the specimens is the same for all tests. The column is a stiff element (12 in. square, 36 in. long) framing into fixed ends representing a stiff floor system. Two series of tests, (one with no axial force and the other with varying axial load), have already been carried out and reported by Jirsa and his associates [97, 104].

2D Behavior - No Axial Load Figures 18(a) and 18(b) compare the lateral force-deformation curves for two tests. In one test, the load history was applied in 1D, in the other it was applied in 2D following a square deflection path. The force-deformation relationships are shown for a principal axis of the column. Such a comparison indicates a severe reduction of capacity due to prior or simultaneous loading in the orthogonal direction. This is shown by the force orbit in Fig. 18(c), for the specimen subjected to a square load path. If, under 2D loading, the resultant force ($V_R = V_N^2 + V_{EW}^2$) is plotted against the resultant deformation or the radial deformation from the original position ($\Delta_R = \Delta_{NS}^2 + \Delta_{EW}^2$), differences between 1D and 2D response are not as large (Fig. 18[d]). Jirsa and his associates [97] pointed out that, while a great deal of additional testing will be needed to qualify the response, results to date indicate that 2D response "may be well correlated to resultant force-resultant deformation behavior regardless of the deformation path".

Otani, of the University of Toronto, Canada has recently started an experimental program to investigate the effects of 2D deformation on columns. He has reported the results from tests of two relatively slender columns (12 x 12 x 60 in.) [105]. Because of early fracture of the longitudinal reinforcement at the welding in a critical region, no data has been obtained under cyclic loading requiring large inelastic deformations. From the results obtained, Otani concluded that:

(a) An effect of biaxial lateral load reversals on the behavior of reinforced concrete columns was evident prior to the tensile yielding of longitudinal reinforcement;

(b) The effect of biaxial lateral load reversals was relatively small, in the specimens tested, after the tensile yielding of longitudinal reinforcement;

3D Behavior with Varying Axial Load As "mentioned above, more research on the effects of varying axial load on column behavior is needed." (research to date has been reported by Ohmori [84], Kokusho, et al. [106, 107], and Jirsa and associates [97]). The experiments in Japan were conducted under uniaxial bending; the work done by Jirsa was under biaxial bending. Jirsa concluded that while constant compressive loads had a slight influence, constant tensile loads had a greater influence on columns subjected to biaxial bending in comparison to an axially unloaded column subjected to biaxial bending. In particular, under cyclic biaxial bending, compressive loads increased the shear capacity slightly and tensile loads substantially reduced the stiffness of the column and the shear capacity at low load. However this reduced shear capacity did not deteriorate, even under large lateral deformation. Additional tests were conducted with 2D lateral loadings and axial load variation; however, the trends are not significantly different from those under constant tension or compression. Axial loads appear to have an influence on response only while the load is on the structure and do not influence subsequent response. This is quite different from lateral loading where loads in one direction influence subsequent response in the orthogonal

are shown in Fig. 17(c). Note that the general shape of the measured curves is predicted by the analytical procedure. However, the magnitude of forces tends to differ, particularly at the largest deformation level, where the measured forces were considerably less than the predicted ones. This is apparent in the plot of the experimental and analytical force orbits shown in Fig. 17(d). The force orbit represents the locus of forces in the principal directions produced by the deflection orbit shown in Fig. 17(b).

Takiguchi and Kokusho [101], presented a summary of results from 26 specimens subjected to biaxial bending moments. The specimens were small, 10 cm. and 15 cm, square cross sections. The experimental results were compared with analytically predicted values using a finite filament model, and good agreement was found. Takiguchi and Kokusho concluded that "The influence of bending moment about one axis due to dead load on hysteretic characteristics about the other axis should be taken into consideration when conventional seismic resistant design methods (i.e. methods in which lateral forces are applied independently in two directional orthogonal to each other) are used for reinforced concrete columns."

Okada, Seki, and Asai [102] compared experimental results with the analytically predicted ones using a finite element model, and concluded that their analytical model simulated behavior reasonably well. As the severity of the 2D loading increased, the measured response clearly indicated the deterioration of strength and deformability of the columns.

Effect of Axial Load on Flexural Behavior As pointed out by Jirsa [97], the effect of axial load in the above studies was not significant. However, in the specimens tested the axial load was small or zero and remained constant throughout the 2D moment or lateral loading history.

4.3.2.2 Shear Behavior under 2D Loading. From the point of view of seismic resistant design, the ideal frame system would be one of which column hinging is prevented. This is not usually economically feasible. However, an acceptable degree of protection against premature yielding and excessive hinging should be attempted [20, 25, 47]. This design philosophy implicitly requires that shear failure be prevented or delayed so that the column may dissipate, by flexure yielding, an energy larger than that demanded by the most severe earthquake. This degree of protection against shear is not always easily achieved in practice, when columns are loaded in 2D.

As pointed out by Park [25], "The diagonal shear force resulting from biaxial bending in two-way frames due to concurrent seismic loading should be considered in design". The shear strength of rectangular column sections loaded along a diagonal has received little attention in the past. Tests have been conducted recently in New Zealand [103] on four reinforced concrete members with a 16 in. (400 mm) square section subjected to uniaxial or diagonal shear force and flexure with no axial load applied. Two arrangements of overlapping hoops were used. The difference between the diagonal shear strength and the uniaxial shear strength of identical specimens was zero for one pair and 3% for the other pair. The result is not surprising, since, although for diagonal shear the component of transverse bar forces in the direction of the shear force is smaller, the diagonal tension crack has a greater projected length and therefore intercepts more transverse bars: these effects compensate each other [25].

Jirsa and his associates have started an extensive experimental program

5. SEISMIC BEHAVIOR OF BEAM-COLUMN JOINTS

5.1 General

Efficient seismic resistant design may be achieved through predictions, or at least visualization of the structure's mechanical behavior under the excitations which it may be subjected to during its service life. To facilitate this prediction, the ideal would be to test real structures under such excitations. Since such tests are not economically feasible, basic structural components have been investigated separately. In the case of moment-resisting frames, the beams and columns have been investigated. Significant data on behavior have been obtained, and analytical methods of prediction have been formulated and used. Therefore the questions is: Can the response of the whole structure be predicted from the independent behavior of its components? Because of the interactions between these members, it is necessary to have information regarding the behavior of certain structural subassemblages. The author has discussed this problem in detail in Refs. 16 and 26.

Figure 19 illustrates the basic subassemblages of a moment-resisting frame whose behavior is essentially planar. Note that the beam-column joints are included and that there is distinction between the exterior and the interior beam-column joints. As will be discussed later, the actual subassemblages should be 3D and should consist of at least: a column; beams framing into the columns in two orthogonal directions; the joint between these two elements; and the floor slab they support. The behavior of these subassemblages should be studied under 3D loading conditions.

Because a failure of the joint means a failure of the column, ideally the joint should be the strongest and the stiffest element of the basic subassemblage. In the past this usually has been so. Surveys of earthquake damage usually show no evidence of joint failure, except in cases of very poor detailing and construction. However, because of numerous failures in beams, and particularly in columns, recent seismic codes have much more stringent requirements regarding design and detailing of these two elements. Therefore the author believes that the joint may become the weakest link in the subassemblage. This belief has been corroborated by recent experimental results in laboratories and in the field. In many cases, although there is no visible sign of distress in the joint, it has failed internally with a loss of the required anchorage to the main reinforcing bars of the beams and/or columns.

Current knowledge of the behavior of joints subjected to forces in one principal plane of a space frame is reviewed below. Following this is a more general discussion of the problem of joints in a space frame loaded in three directions.

5.2 Beam-Column Joints in Planar Frame System

In Ref. 16, the author made the following observations:

(1) Types of specimen: Subassemblages like those indicated in Fig. 19(a), where part of the floor slab is reproduced and gravity forces are applied through this slab, should be tested.

(2) Method of Testing: All tests must have a standard loading arrangement and sequence. The proper loading sequence can only be obtained by integrating analytical and experimental studies. The usual sequence of

direction. It should be noted that since columns were short, the $P-\delta$ effect was negligible.

4.4 Concluding Remarks

Although there have been many advances in understanding column seismic behavior most of these have been for columns under uniaxial bending and shear. Several analytical methods and models have been suggested for the prediction of real behavior of columns. However, most of these models are reasonably accurate only for the test program for which they were derived. If other factors modify the behavior or if a different type of loading is applied, the agreement between analysis and test is often poor, especially after two or more load cycles beyond yielding of reinforcement. Furthermore, most of the models are too complex for use in analysis or design practice. However, they are needed to do parametric and sensitivity studies, thus helping to: identify the importance of various factors; and aid in the planning of comprehensive experimental programs.

The Building Research Institute in Japan recently reported the result of 140 tests carried out during 1973-1976 [108]. "This report presents some of the most comprehensive information available on the behavior of R/C elements". Thorough analyses of this and other data will permit the improvement of present seismic design of columns.

Present seismic code provisions regarding detailing of columns appears to guarantee sufficient ductility to resist moderate demand of inelastic deformations if these take place in just one of the principal planes. However, during an earthquake a column can be subjected not only to biaxial bending but also to varying axial force. Although there have been some studies of these problems, there are many more factors influencing behavior for 3D than for 1D response. Therefore, it is not surprising that few advances have been made and that some of the results obtained do not, apparently, agree. It appears that bending and shear reversals in the two lateral directions increase the degree of stiffness deterioration under uniaxial bending. There can also be a significant decrease in strength and energy dissipation if the axial force can be a tensile force when large bending and shear exists. A practical solution to minimize the problems that tensile forces can create in columns has been developed by the Kajima Corporation [84, 94]. The outer columns of the first 5 stories of a modern 18 story building were post-tensioned.

No analytical model has been developed for predicting the behavior of columns under cyclic 3D loading inducing high shear and variable axial load. Some experimental programs have been started to gather the data necessary to formulate such a model. This model is needed to carry out realistic analysis of the actual performance of real reinforced concrete structures under seismic ground motion.

capacity of reinforced concrete joints. These problems will be discussed later.

Following is a summary of results from the above studies, and application of these results to seismic resistant design, starting with a suggested design criteria for the joints. Exterior joints are distinguished from interior joints. The summary is based on results and discussions in Refs. 25, 28, 39, 47, 119 and 124.

5.2.1 Design Criteria of Beam-Column Joints. Paulay in Ref. 47 suggested the following design criteria for joints in ductile moment-resisting space frames:

(1) The strength of a joint should not be less than the maximum strength of the weakest members it connects.

(2) The capacity of a column should not be jeopardized by possible strength degradation within the joint due to inelastic cyclic displacements of a frame.

(3) A joint should not be a prime source of energy dissipation.

(4) During moderate seismic disturbances a joint should respond within elastic limits so that no repair would be necessary for these inaccessible areas of the structure.

(5) The joint reinforcement that will ensure satisfactory performance should not present undue construction difficulties.

Although most researchers and designers agree with the above design criteria, approaches for practical design and detailing of joints vary considerably [25,28,47,116,118,124].

5.2.2 Exterior Beam-Column Joints. As Park [25] points out, an analysis of the forces acting on an external beam-column joint of a reinforced concrete frame (Fig. 20) and of the associated cracking shows that the bond conditions for the longitudinal beam and column bars are unfavorable because: (a) large steel forces need to be transferred to the concrete over relatively short lengths of bar; (b) flexural and diagonal tension cracks are present which will alternate in direction during cyclic loading; and (c) bond deterioration will occur during cyclic loading. For example, if the outer column bars are near to yielding in compression above the core and are yielding in tension below the core, approximately twice the yield force of the bar needs to be transferred to the joint core by bond over the depth of the core. The extremely high bond stresses so induced, and the anchorage forces from the beam bars, can result in vertical splitting of the concrete along the outer column bars. Thus the concrete cover over these bars spalls easily, particularly when heavy horizontal ties are used. This spalling may extend beyond the joint area, significantly reducing the flexural strength of the column, leading to hinging in the column rather than in the beam [42,124]. Therefore, it has been suggested that the computation of column strength should be based on the strength of the column core area only [124].

If plastic hinging occurs in the beam at the column face, the anchorage of beam steel should be considered to commence within the joint core at one-half the column depth or ten bar diameters, whichever is less, from the face of the column where the steel enters. An anchorage block, in the form

loading is that of gradually increasing the peak value of the load or deformation (Fig. 5[b]). This method can be conservative or not, depending on what element controls the behavior of the subassemblage. If the behavior is controlled by the beam or column, this loading sequence will give upper bounds for strength and energy absorbed and dissipated. If a lower bound is desired, it is best to use a sequence starting with large peak load and deformation cycles. However, if a weak panel zone controls the behavior, the gradually increasing load sequence will give a lower (conservative) bound. Another important consideration is the magnitude of peak deformations in each cycle and the number of cycles to which a specimen should be subjected. The magnitude of the peak deformation and number of cycles to which the specimen should be subjected depends on the type of construction as well as on the type of earthquake. Again, only integrated analytical and experimental studies can give correct answers.

(3) Overall behavior: Stiffness degradation observed with reversal of loading is considerably larger than that obtained for critical regions under pure flexure, or bending and low shear forces. The major factors contributing to this degradation for exterior beam-column connections appear to be: diagonal cracking in the joint; crushing of the concrete around the curved portion of the anchorage of the beam-column reinforcing bars; and grinding of the concrete in these regions and along the diagonal cracking, which increases with the number of cycles. No reliable method exists to predict the quantitative effect of these factors on the joint. Thus, there is a need for research on the behavior of joints under repeated reversal cycles. Behavior of interior beam-column connections also should be more thoroughly investigated than it has been to date.

(4) Seismic design: For exterior beam-column connections, premature failure of the joint can be avoided by beams or stubs framing into all four faces of this zone. If this is not possible it is advisable to: (1) use large numbers of small diameter bars for beam reinforcement rather than a small number of large-diameter bars; (2) use steel with a low yielding strength and a large plastic plateau or low strain-hardening modulus of elasticity; (3) use the widest possible column to increase length of anchorage, or extend the anchorage of beam bars into a concrete stub added in the outer face of the column; (4) design the shear reinforcement of the panel zone, neglecting the concrete's contribution in resisting shear and considering the maximum actual stress that can be developed in the reinforcing bars, including strain-hardening characteristics.

Some of these observations are still valid today, and some of the problems still remain, although beam-column joints in planar frames have been studied in many countries since 1972. Experimental results up to 1977 [25,28,39,42,47,84,85,109-116] and their implications have been discussed by Park [25], Jirsa [28], Paulay [47], and Ohmori [84] during the workshop held at Berkeley [17]. The results of these studies have been incorporated in a series of recommendations [15,16] and even in new seismic code provisions [12,14]. Although some of these recommendations have been questioned [117,118], there is no doubt that overall they are a step toward more efficient seismic resistant joint design.

Since 1977 new studies have been conducted on beam-column joints; some of which are reported in Refs. 29, 43, and 119-124. However, all these studies have been concerned with joint strength. There has been very little improvement in predicting stiffness, stiffness deterioration, and deformation

subassembly remained fixed in position, the other three hinges could be displaced horizontally upon application of a horizontal force at the lower hinge. At large displacements of the lower hinge, the $P-\delta$ effect caused by the vertical load in the column was significant.

Eight similar subassemblies have been tested to date. A brief discussion of the major results follows. One of the cantilever specimens was tested under a monotonically increasing load. The lateral load-deformation relationship (H vs δ) is shown in Fig. 21(c). From this figure, it can be seen that the curve is of the softening rather than the strain-hardening type. This is as to be expected from the results obtained with the beams, Fig. 21(b) together with the added $P-\delta$ effect. The significance of the $P-\delta$ can be noted from the comparison of the two curves shown in Fig. 21(c). Besides the H -curve, there is another one for the equivalent story shear, H_{eq} , which is related to the measured story shear by the relationship, $H_{eq} = H + P\delta/h_{col}$.

In Fig. 21(d), an analytic hysteretic loop is compared with the experimental one of Fig. 21(c). The agreement for the monotonically increasing story shear is excellent. However, large discrepancies can be noted during the loading in the reverse sense and these discrepancies become greatly magnified during the initial reloading of the second cycle. The following questions therefore arise:

- (1) Why is there such a sharp degradation in strength during the first reversal, after just the first loading to a displacement ductility ratio of 4.5?

- (2) Why is there such a pronounced degradation in stiffness during the first reloading, after just one cycle of a full reversal?

Since nominal shear stress developed in the beams was small [on the order of $3\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa))], similar to that induced in the cantilever beams of Fig. 21(b), it is clear that the observed degradation was not the result of shear in the beams. The main reason for this behavior was the slippage (pull-out) of the beams' main longitudinal reinforcement along the column joint. This is clearly shown in Fig. 21(e) where the sum of the measured pull-out and push-in of the steel bars is plotted.

The effect of repeated load reversals can be seen from the results presented in Fig. 21(f). These results were obtained from tests conducted on the specimen used in obtaining the results of Fig. 21(c) after it was repaired by injecting epoxy into the cracks. Although it was possible to achieve the strength attained during the first loading of the virgin specimen, this strength was achieved at a considerably greater deformation. During the second cycle, there was a large drop in strength from the first peak deformation reached during initial loading. As the number of cycles increased, both resistance and stiffness dropped as a result of bond deterioration along the embedment length of the beam bars.

Recently, there have been many studies of the interior joint [25,47, 114,117-123]. Many of the points made regarding exterior beam-columns apply to interior beam-column joints. In discussing ways to improve seismic behavior of interior joints, Park [25] points out that:

- (1) When plastic hinging occurs in the beams at the column faces, it is recommended that the maximum diameter of longitudinal beam reinforcing

of a beam stub at the far face of the column where the longitudinal beam bars can be anchored (Fig. 20[c]) has been shown to improve joint performance and is being used by some designers in New Zealand. The maximum diameter of longitudinal column bars should not exceed $1/20$ th of the beam depth for steel with $f_y = 40 \text{ ksi} = 275 \text{ MPa}$ or $1/25$ of the beam depth for steel with $f_y = 55 \text{ ksi} = 380 \text{ MPa}$.

It is recommended that the nominal shear stress, v_c , carried by the concrete shear resisting mechanisms in the joint core should only be taken into account if the compressive load on the column exceeds $0.1f_c' A_g$. The degradation of shear carried by the concrete occurs due to repeated opening and closing of diagonal tension cracks in alternating directions and full depth cracks in the beam which results in the beam compression being transferred into the joint core by bond. The ACI 318-71 [35] assumption at 45° cracking is difficult to justify since the cracking will be parallel to the diagonal compression strut which runs from corner to corner. Hence, the design horizontal shear force in Fig. 20(a) is $T-V'$, where T is the force in the beam bars enhanced for overstrength and V' is the column shear force. This design shear force should be resisted by the concrete, if the compressive load exceeds $0.1f_c'$, and by the force in the horizontal shear reinforcement which crosses the corner to corner crack. Vertical shear reinforcement should also exist in the form of vertical column bars around the perimeter of the column section (spacing not to exceed 6 in. (150 mm), with at least one intermediate bar between the corners. Such vertical bars are necessary to help transfer vertical shear forces. That is, four bar columns should not be used. A procedure for the design of vertical shear reinforcement has been developed [125].

The use of all these rules could lead to very conservative joint construction, but until new data is available, such requirements should not be relaxed.

5.2.3 Interior-Beam-Column Joints. Until 1972, relatively little attention was paid to interior-beam-column joints. This could have been due to the philosophy of some seismic codes regarding anchorage of the beam bars in this joint. For example, the commentary of ACI 318-71 and even ACI 318-77 [35] states, "The code does not require anchorage calculations for top and bottom reinforcement continuous through beam-column connections except for anchorage within each flexural member". The argument given is that "reverse loading tests of interior connections conforming to ACI 318-71 provisions show that the advantages of continuity offset any theoretical deficiencies in embedment length within the connections". Bertero and Popov, in Ref. 39, have questioned the soundness of this provision, because the slippage of the longitudinal beam reinforcing bars through the joint can lead to deterioration of the subassembly's energy dissipation capacity. The importance of this degradation is illustrated in Fig. 21, which shows test results for one specimen [39,41].

Using the third-floor framing in a 20-story moment-resisting reinforced concrete building as a prototype, a half-scale subassembly with an interior joint was designed (Fig. 21[a]). In this subassembly, inelastic action was to develop in the beams, i.e., the design philosophy of strong columns-weak girders was followed. The beams were reinforced in exactly the same manner as beam specimens of a half-scale cantilever series of experiments (Fig. 21[b]) [40,69]. The testing arrangement for the cross-shaped specimen was such that an axial column force, as well as vertical forces at the ends of the beams, could be applied to it. Whereas the top hinge of the

in beams, to reduce the danger of slippage, may result in the use of an excessive number of bars. Some designers have found it necessary to increase member sizes for the sake of steel placement within the joint. In spite of these measures, in conventionally reinforced joints a satisfactory safeguard does not yet appear to exist against pullout of beam bars from joints. Whenever practical, the prime cause of these difficulties, beam hinges adjacent to column faces, should be eliminated. This may be achieved by curtailing the beam reinforcement so that a deliberate weakness in flexural resistance results at a more suitable beam section. The relocated potential plastic hinge should be as near as practicable to the column face but far enough to ensure that, as a consequence of reversed cyclic loading, yield penetration will not extend to the column face. In such a beam when well designed, the steel stresses at the column face will approach but not exceed the level of nominal yield when the overstrength capacity at the relocated plastic hinges is simultaneously being developed. Therefore, if the joint core is adequately reinforced to resist horizontal and vertical joint shear force, it will remain elastic during cycling loading. This design philosophy, of moving the formation of plastic hinges from the face of the column and thereby assuring elastic joint behavior, was suggested by Bertero and Popov [38,39,68]. Experimental studies [42,119] show this to be a sound and practically feasible philosophy. Figures 23(a) and 23(b) illustrate one of the techniques used to move the beam inelastic regions (plastic hinges) away from the face of the column. (The specimen used is similar to that shown in Fig. 21[a].) The two top interior main bars of the beams were bent downward; and the two corresponding bottom bars were bent upward, intersecting 16 in. (406 mm) away from the column face. The hysteretic behavior of the specimen was excellent (see Fig. 23[c]). The hysteretic loops became pinched only after the first cycle with a full deformation reversal at displacement ductility seven. Comparison of test results of Figs. 23(c) and 21(f) shows a significant improvement achieved by moving the plastic hinge away from the column faces.

The above results have been confirmed by an experimental study carried out by Bull [126], and has been discussed by Paulay [127]. Paulay has also made recommendations which have been incorporated in the seismic provisions of the Draft New Zealand Code [14].

5.2.5 Prediction of Stiffness and Energy Dissipation Capacity of Beam-Column Joints. Analysis of results from investigations into the seismic hysteretic behavior of beams and beam-column subassemblages indicate that joints of R/C frames should not be considered rigid as is usually assumed. Two possible sources of deformation that may develop at the joint must be included to accurately predict the actual hysteretic behavior of the frame, particularly when large displacement ductility demands are expected. These two sources of deformation are illustrated in Fig. 24, and will be identified as the shear distortion of the joint, γ_j , and the fixed-end rotation at the column face, θ_{FE} . Often the most important deformation is the one due to θ_{FE} . In contrast with the amount of research carried out to improve the design of beam-column joints for shear strength, very little has been conducted to improve methods of predicting stiffness, deformation capacity, and energy dissipation capacity of these joints. These mechanical characteristics are controlled by the θ_{FE} , which in turn depends on the bond-slippage characteristics of the beam bars along its embedment length at the joint.

Although excellent work has been done by several investigators on bond under generalized loading [128], to the best of the author's knowledge none of these investigations specifically addressed the problem of bond deterioration

bars should not exceed 1/25th of the column depth for steel with $f_y = 40 \text{ ksi} = 275 \text{ MPa}$ or 1/35th of the column depth for steel with $f_y = 55 \text{ ksi} = 380 \text{ MPa}$. The diameters of longitudinal column bars are limited as for exterior joints.

(2) The degradation of shear strength with cyclic loading occurs in the joint core for the same reason as in exterior joints. Repeated opening and closing of diagonal tension cracks, and full depth cracking in the beam at the column face, lead to a reduction in the effectiveness of the concrete diagonal compressive strut. Figure 22 illustrates the forces acting on a beam-column joint core. The forces entering the joint core are transferred across it by the diagonal compression strut (Fig. 22[b]) and by a truss mechanism involving diagonal tension and compression induced by the bond forces of the longitudinal bars (Fig. 22[c]). The shear carried by the concrete, v_c , arises mainly from the diagonal compression strut. When full depth cracking of the beam leaves the longitudinal steel as the only effective beam force transmitter, the mechanism involving truss action becomes dominant and this mechanism requires the presence of both horizontal and vertical bars to carry the diagonal tension forces across the joint core. Hence the force to be carried by the horizontal shear reinforcement increases as cyclic loading proceeds and vertical steel crossing the joint core is needed to carry the vertical forces necessary to complete the truss mechanism.

As noted by Paulay [47] although it is possible to transfer joint shear across the joint core with sufficient ties and intermediate vertical column bars, providing adequate anchorage for the main beam reinforcement presents a more difficult problem. The bond of the main beam reinforcement, anchored in the joint in the plane of the frame, can be adversely affected by the same mechanisms that are responsible for joint-core shear strength degradation: In particular by the transverse tensile strains imposed by the main reinforcement of the beams framing at right angles to the plane of the frame, and yield penetration into the joint when the inelastic regions (plastic hinges) developed adjacent to the faces of the joint. Generally, ACI 318-71 [35] development requirements cannot be satisfied for beam bars passing continuously through interior joints that are subjected to severe earthquake loading.

Excellent response to reversed cyclic loading (elimination of hysteretic pinching) was obtained at the University of Auckland [114] in specimens in which the steel forces were transferred to the core by welded bond (bearing) plates. Although this arrangement cannot be considered as a practical solution to the joint problem, the tests have clearly shown the great significance of proper anchorage within the joint.

When plastic hinges may form adjacent to columns, the diameter of the steel beam bars, passing through a joint, should not exceed the limits indicated above: 1/25th or 1/35th (depending on the grade of the steel) of the column depth in the relevant direction. If this is done, experimental evidence indicates that a large number of excursions with adequate ductility in both directions of seismic loading can be made before slippage of the bars will reduce the strength of the joint [47].

5.2.4 Elastic Joints. Two of the critical aspects of joint seismic behavior discussed above have been found to result in construction difficulties [47]. Unless the flexural tension reinforcement content in beams is kept small (i.e. less than 1.5 percent) the horizontal joint stirrup reinforcement may become so large that serious congestion of steel results. The limitation of bar size

framing into the connection. Even the new recommendations of the ACI-ASCE Committed 352 [116] for design of beam-column joints allows an increase in the shear stress carried by concrete when the joint is confined by lateral members framing into the joint. It is agreed that transverse confinement can enhance the shear capacity of the concrete. However, the question is how effective this confinement can be when critical regions (plastic hinges) are developed in the beams framing transversely into the joint.

In Ref. 25 Park has shown that if the beams in the two directions are identical and they yield simultaneously, the horizontal shear force acting along the diagonal of the joint cross section (Fig. 25) is $\sqrt{2}$ times the uniaxial shear force. However, the diagonal tension crack intersects the same number of reinforcing bars as for uniaxial shear. If these bars are parallel to the sides of the section, the diagonal component of the bar force is only $1/\sqrt{2}$ that available to resist uniaxial shear. Hence design for biaxial shear for symmetrical two-way frames can lead to approximately double the quantity of shear reinforcement required for uniaxial shear design. This can create serious practical problems, such as congestion of steel. Experimental studies of this problem are needed. Some experiments are presently being carried out at the University of Canterbury, New Zealand [121], and at the University of Texas, Austin, Texas.

5.4 Concluding Remarks

Research concluded since 1972 has resulted in significant advance in understanding the behavior of beam-column joints, leading to development in the practical design and construction of such joints. However there are some problems that still need further research and development. There is a need to study how the strength capacity of the joint can be affected by (a) the slab; (b) 3D loading; (c) the eccentricities of the elements framing into the joint; (d) the amount and type of both transverse and longitudinal reinforcement. The main parameters controlling such strength capacity should be identified. There is also an urgent need to study the joint's stiffness, the deterioration of this stiffness, and its deformation capacity and energy dissipation capacity. It is important to develop simple but reliable mathematical models of joint behavior that can be used in computational analysis to study the affect of joint behavior on seismic response of ductile moment-resisting space frames.

Until further information is available, joint design should be based on the stringent rules given above or should be based on the philosophy of keeping the joint elastic by moving potential critical regions in the beams away from the face of the columns.

developing at the joint of an interior column. In the case of a joint in an interior column, we are dealing with bond-slippage of steel bars which are embedded in a well confined reinforced concrete but which can still be adversely affected by the mechanisms discussed in section 5.2.3. At Berkeley, there has been an investigation of the simplified problem of bond-slippage of bars embedded in well confined reinforced concrete, which simulates the conditions of a beam-column joint in a plane frame loaded laterally in its plane [129-133]. From the results of these experimental and analytical studies it has been concluded that:

(1) The assumption that beam-column joints of moment-resisting R/C frames are rigid needs to be reexamined. The main reinforcing bars of the beams do pull-out, and thereby cause beams to experience fixed-end rotation. The consequences of this behavior on the overall structural response must be examined.

(2) In the joints, it is essential to distinguish between the bond of unconfined concrete in the column cover from that of the confined core. The latter is appreciably better.

(3) Under monotonically increasing loads, when the beam main bar reaches yielding the accompanying pull-out can cause a fixed-end rotation in the order of 0.001 radians.

(4) The displacement of a bar due to monotonic loading at the column face can be estimated using simple idealizations of bond stress distribution [131]. The dependence on concrete strength, type of lugs, embedment length, concrete confinement, etc. requires further investigation.

(5) Significant bond deterioration occurs from cyclically applied load reversals, particularly when the applied stresses exceed yield.

(6) It appears that bond resistance deterioration is gradually stabilized at the value of friction between two concrete cylindrical surfaces which have a common diameter equal to the outer dimension of the bar, including the lugs.

(7) More comprehensive analytical models are required for generalized loading of a bar. (A model has been developed by Viathanatepa [133].)

(8) The implications of the effect of θ_{FE} on the behavior of structural systems should be studied analytically. (A computer program that permits inclusion of θ_{FE} in nonlinear analysis has been developed by Soleimani [120].)

5.3 Beam-Column Joints of Space Frames Subjected to 3D Loading

As pointed out in the discussion of columns under 3D loading, the moment-resisting frame is usually a space frame having two-way frames in each joint, i.e., beams framing into the joint along the two orthogonal main axes of the structures, and subjected to ground motions with components in both directions. In spite of this, most seismic codes presently require that the joint be designed independently in each direction. Furthermore, some codes, such as ACI [35] allow the transverse reinforcement in the connection to be reduced by one-half if every beam has a width not less than one-half the column width and a depth not less than three-fourths that of the deepest beam

the confinement pressure, f_r .

The maximum compressive strength f_c^* max, occurs after some strain, ϵ_0^* , and can be related to the unconfined compressive strength of the same concrete, f_c , and the confinement pressure as:

$$f_c^* \text{ max} = f_c + k_o f_r \quad (3)$$

At very large deformations, $\epsilon_u^* \gg \epsilon_0^*$, the compressive strength usually decreases to a value of f_{cu}^* , and can be related to these same parameters as:

$$f_{cu}^* = f_c + k_u f_r \quad (4)$$

The confinement pressure, f_r , depends on the geometric and material characteristics of the spiral wire, and can be approximated by:

$$f_r = \frac{2A_{sp} f_s}{D_c s} = \frac{1}{2} \rho_s f_s \quad (5)$$

where ρ_s is the ratio of volume of spiral to total volume of core and f_s is the stress that had been developed by the spiral wire. Assuming that the ductile spiral wire yields when the longitudinal strain in the concrete is in the range ϵ_0^* to ϵ_u^* , and that the strain-hardening of the spiral is negligible in the range of these concrete strains: (a) f_s is equal to f_y ; (b) f_r can be calculated for given values of A_{sp} , D_c , and s from Eq. 5; (c) values of k_o and k_u can be calculated from Eqs. 3 and 4, using the test results. The values for the five different concretes used in this study are shown in Table 1. Early investigators have shown that the confinement effectiveness coefficient, k , varies with lateral pressure intensity and with longitudinal strain. However, in developing the ACI criterion for spiral reinforcement (Section 10.9.2 of ACI 318-71) [35] and similar criteria which are based on the confinement of concrete, a constant value of k , usually taken as 4.0 to 4.1, has been assumed.

TABLE 1.- EFFECT OF CONFINEMENT ON COMPRESSIVE STRENGTH AND DEFORMATION OF CONCRETE.

Type of Concrete	Confinement Stress Ratio (f_r/f_c')	Maximum Compression		Ultimate Compression	
		Strain Ratio	Confinement Effectiveness	Strain Ratio	Confinement Effectiveness
		(ϵ_0^*/ϵ_0)	k_o	(ϵ_u^*/ϵ_0)	k_u
<u>Normal</u> E-5	0.13	2.8	7.0	11.5	0
	0.32	7.8	5.0	11.5	3.1
<u>Lightweight</u> R-5	0.13	1.9	4.4	8.7	-0.5
	0.32	4.0	2.0	6.7	2.0
B-5	0.13	1.35	3.9	10.6	0
	0.32	1.85	1.0	8.6	0.9
R-3	0.11	1.8	2.7	8.9	-1.0
	0.24	5.9	2.5	8.9	2.0
B-3	0.11	1.7	1.35	11.6	0
	0.24	8.0	2.1	9.0	2.1

6. SEISMIC BEHAVIOR OF LIGHTWEIGHT CONCRETE LINEAR STRUCTURAL ELEMENTS AND THEIR CONNECTIONS

6.1 General

There are a number of advantages to using lightweight, rather than normal weight, aggregate concrete in seismic-resistant reinforced concrete construction. One of the basic principles of such construction is to avoid use of unnecessary mass. The lower the weight of the reactive masses the lower the seismic forces that will develop as a consequence of earthquake ground motions. If one compares the standard mechanical characteristics obtained from compression test per unit weight of lightweight concrete with those of normal weight concrete (Fig. 4) or analyzes results available from experimental studies on individual structural elements there is no doubt that it would be advantageous to use lightweight aggregate concrete. Therefore, some investigators have concluded that the use of this type of concrete results in more efficient earthquake resistant construction [134, 135]. However, proper assessment of the performance of any structural system requires not only analysis of the behavior of the individual elements, but also of the assemblage of these elements. As already discussed, this is of particular importance in the case of R/C structures where connections between elements depend upon transfer of forces between the two constituent materials, reinforcing steel bars and concrete.

Current seismic codes in both the U.S. [35, 36] and Canada [136] permit the use of lightweight concrete in the construction of ductile moment-resisting space frames. The only precaution is that "the maximum specified strength for lightweight concrete shall be limited to 4000 psi (28 MPa)". Unfortunately, because of its lower modulus of elasticity, very high compressive strength concrete mixes have been used to achieve a higher degree of stiffness and this has caused some problems regarding the use of these mixes for seismic-resistant construction, particularly regarding the effectiveness of confinement, bond, and shear transfer of such concrete.

6.1.1 Confinement. References 20, 23 and 137 discuss the problems of using confined lightweight aggregate concrete for seismic construction. A summary of the observations made in these references follows.

Confinement of concrete with all types of aggregate tested was effective in developing large deformability. However, the effectiveness of concrete confinement in the performance of earthquake-resistant reinforced concrete structures should not be based only on the extent to which the deformability is increased, but also on the ability of the confined concrete to sustain large deformations without loss of strength. Therefore, confinement should also increase the compressive strength of the concrete, so that it is possible to offset the loss of strength due to the reduction of the cross-section resulting from crushing and spalling of the concrete cover.

Figure 26 shows some results of the study in Ref. 23. These results show that the conditions of increased deformability and compressive strength are satisfied to a varying extent for different concretes, and the effectiveness of confinement is highly sensitive to the type of aggregate used. The effectiveness of confinement can be characterized by two material constants, k_0 and k_u , which are defined by relating the increased compressive strength f_c^* to

earthquake-resistant reinforced concrete structures rely on the beneficial effects of confinement on concrete behavior. Thus it is important to analyze the implications of the results summarized above [23] with regard to seismic behavior of concrete structures. Some observations obtained from such analyses follow [137].

1. Confinement of concrete with all types of aggregates is effective in developing large deformability, i.e., large ultimate strains. This characteristic is the major factor in the improved performance of elements with spirally confined concrete, as it compensates for some of the losses in strength and stiffness of concrete under cyclic loading.

2. The increase in compressive strength due to confinement is about twice as great for normal weight concrete as for lightweight concrete. Therefore, one should be cautious in using equations from tests on normal weight aggregate concrete to predict behavior in lightweight concrete.

3. The low effectiveness of confinement in some concretes may lead to significant losses in compression capacity when spalling occurs. This is of utmost importance in the seismic design of column elements, since these elements should be able at all times to resist the effects of gravity loads and overturning moments.

These conclusions have been confirmed in a recent experimental study [138].

6.1.2 The Bond and Shear Transfer Problems. Recent bond tests performed at Berkeley [129-133], on specimens simulating the conditions of an interior beam-column joint, demonstrated that the deterioration of bond in lightweight concrete occurred under smaller steel strains than in normal weight concrete [132].

In the case of flexural critical regions under high shear, one of the main factors controlling the degradation of stiffness is shear transfer along the cracks. Mattock has conducted a series of studies on the problem of shear transfer along cracked concrete [78, 79, 139]. Based on test data obtained in these studies, Mattock has concluded that "the shear transfer behavior of initially cracked all lightweight concrete is more brittle than that of sanded lightweight or sand and gravel concrete," and that "shear transfer behavior across a crack becomes more brittle as the concrete strength increases".

The above studies examined the three basic problems in the behavior of lightweight concrete - the effectiveness of confinement, bond, and shear transfer. The studies showed that, for seismic-resistant construction, lightweight concrete has certain deficiencies in addition to its low modulus of elasticity. These deficiencies indicate a need for further studies in order to properly modify the proportioning and detailing rules obtained from and used for members cast of normal weight concrete, so that these rules can be applied to lightweight concrete.

6.2 Behavior of Linear Elements and their Subassemblages.

6.2.1 Studies of Beam Behavior. Very few studies have been reported on lightweight concrete beams subjected to seismic action. Mihai, et al. [140] have

As shown in Table 1, the values of k for normal weight aggregate concrete vary in the range of 0 to 7.0. For the two lateral pressures ($0.13 f'_c$ and $0.32 f'_c$), values of k_0 at maximum compression are 7.0 and 5.0 respectively, and values of k_u at ultimate strength are 0 and 3.1 respectively. Based on these values, and noting from Fig. 26 that concrete behaves in a relatively ductile manner throughout a significant range of strains, a constant value of $k = 4.0$ may be justified for normal weight concretes such as E-5, particularly in the case of $f_r = 0.32(f'_c)_{10}$.

For lightweight concretes B-3, B-5, R-3, and R-5, the values of k vary in the range of -1.0 to 4.4. Negative values of k_u indicate that compressive failure in the confined concrete may occur at values below the compressive strength of unconfined concrete. For the two lateral pressures ($f_r \approx 0.1 f'_c$ and $f_r \approx 0.3 f'_c$), values for k_0 at maximum compression range from 1.0 to 4.4 and values for k_u at ultimate range from -1.0 to 2.1. Based on these results, a value of k in the range of 1.0 to 2.0 should be taken in developing design criteria based on the increase in strength due to confinement of lightweight concrete. Therefore, the amount of spiral steel required in a column of lightweight aggregate concrete will be 2 to 4 times greater than that currently prescribed by the ACI Code [35]. Because of the geometric limitations introduced by the size of the spiral wire and the minimum spacing, it would be virtually impossible to produce a spiral which would also allow normal placing of concrete.

The effect of the variable coefficient, k , is illustrated in Fig. 27. In this figure, the loss of the axial load carrying capacity for spirally reinforced concrete columns due to spalling is plotted against k , assuming that the spiral reinforcement was designed in accordance with the ACI criterion [35]. This loss of capacity is expressed as a ratio and derived as:

$$\text{Loss} = 0.85f'_c(A_g - A_c) - k f_r A_c ;$$

and using Eq. 5

$$\text{Loss} = 0.85f'_c(A_g - A_c) - 0.5k \rho_s f_s A_c \quad (6)$$

According to the ACI criterion, $\rho_s = 0.425 [(A_g/A_c) - 1](f'_c/f_s)$. By substituting this equation into the above, and dividing by $0.85f'_c A_g$, the following ratio is obtained

$$\frac{\text{Loss}}{0.85f'_c A_g} = \left(1 - \frac{A_c}{A_g}\right) - 0.25k \left(1 - \frac{A_c}{A_g}\right) \quad (7)$$

Typical values of A_c/A_g (where A_c is the area of core and A_g is the gross area) for spirally reinforced square columns vary from approximately 0.4 to 0.6. For round columns this ratio varies from approximately 0.5 to 0.7. The loss ratio for typical values of A_c/A_g is plotted in Fig. 27, which illustrates the significant losses that can occur due to k values lower than 4.

Most of the recent suggestions and requirements for improved design of

Monotonic Loading - From analysis of the curves shown in Fig. 28(a) it is clear that the overall behavior of the lightweight concrete was very similar to that of normal weight concrete. Furthermore, the contribution of the fixed end rotation θ_{FE} , due to slippage of the beam main bars along the joint, to the lateral displacement, δ , was approximately the same for BC4 and BC7. However, the initial stiffness, which is highly dependent on the material stiffness of the concrete, was 52 percent higher in BC4. This was in agreement with the relative moduli of elasticity of the two specimens, as BC4 had a 46 percent higher modulus of elasticity. This signifies that lightweight R/C structures will have greater nonstructural damage and higher P- δ moments for the same displacement ductility.

Cyclic Loading - The performance of the normal and lightweight concrete specimens under incrementally increasing cyclic loading differed significantly as shown in Fig. 28(b). Specimen BC3 reached a peak strength at LP25 ($\mu_\delta = 3.9$) and LP26 ($\mu_\delta = -4.2$) while the strength of specimen BC8 peaked much earlier; at LP17 ($\mu_\delta = 1.45$) and LP18 ($\mu_\delta = -1.75$). At LP22 ($\mu_\delta = -2.7$) the capacity of BC8 was already only 70 percent of that of BC3. The difference in behavior was due to the premature total slippage of the reinforcement in specimen BC8. By LP24 ($\mu_\delta = -2.7$), the contribution of the θ_{FE} at the column face to δ was over 75 percent for BC8 while it was less than 35 percent for BC3. Total slippage of the beam bars did not occur in BC3 until LP29 ($\mu_\delta = 5.4$) when over 50 percent of δ was due to θ_{FE} . This strikingly different behavior under cyclic loading indicated that the bond within the joint deteriorates at lower μ_δ in lightweight concrete. Although the cause of this earlier deterioration is not completely understood, it is speculated that the lightweight aggregate is sheared and crushed by the lugs of the deformed bars at lower stresses, leading to earlier bond deterioration. Propagation of cracks formed by the action of the lugs might also be affected by the type of aggregate used.

6.3 Concluding Remarks. From the available information, particularly from results of studies carried out at Berkeley, the following observations can be made. Because of the relatively meager data available, these observations are of a preliminary nature.

1. Individual lightweight aggregate members have a similar hysteretic behavior to normal weight aggregate members of similar strength. The only remarkable difference is the lower stiffness of lightweight concrete, which means larger deformation is needed to develop the same displacement ductility.
2. Beam-column subassemblages subjected to monotonic loading show that a displacement ductility (μ_δ) in excess of 5 can be achieved without a decrease in resistance. Behavior is very similar to that of the normal weight specimen. For the same ductility displacement ratio the total displacement and the story drift is greater than that of the normal weight specimen, causing larger P- δ moments.
3. Under cyclic loading, the behavior of beam-column subassemblages cast of lightweight aggregate concrete is drastically different than that under monotonic loading, due to earlier slippage of the beam reinforcement through the joint. Yielding of this reinforcement accelerates bond deterioration and therefore slippage.
4. Under cyclic loading, the energy dissipated by beam-column subassemblages is smaller than that of similar normal weight subassemblages. The main reason for this was that total slippage of the beam reinforcement through

carried out some tests on lightweight aggregate concrete beams columns and their connections and have concluded that:

"Generally the ductility of bending members of granulate lightweight concrete is 15-40% greater in comparison with that of similar members of heavy concrete. In the case of members subjected to compression with bending, the ductility factors are close for the similar members made of heavy concrete, and lightweight concrete. With a proper detailing conception, the joints realized with lightweight concrete are more ductile, with 15-25% increases, in comparison with heavy concrete ones. The more elastic and also more breakable behavior of lightweight concrete, requires detailed and careful experimental and theoretical research for all types of granulate material".

Because of insufficient detail it is difficult to judge what definition of ductility the author of Ref. 140 has used.

6.2.2 Studies of Column Behavior. Experimental studies show it is possible to achieve good ductile behavior by properly confining lightweight concrete with spiral or closely spaced and carefully detailed rectangular hoops and ties [140, 141, 142]. However the only comparison available between similar specimens cast of lightweight and normal aggregate concrete show better strength, stiffness and ductility for the normal aggregate concrete [142]. In Section 6.1, some drawbacks of the use of lightweight aggregate concrete were discussed. In addition, lightweight concrete has a higher rate of creep than normal weight concrete. Therefore, serious questions remain regarding the use of lightweight concrete in columns, especially in tall frame buildings. In the lower stories of buildings, high axial loads caused by gravity loads can cause : a higher rate of creep and larger $P-\delta$ effects of lightweight than for normal weight concrete, due to the lower stiffness of lightweight concrete. Comprehensive experiments are needed to find the role of these effects on the hysteretic behavior of lightweight concrete columns.

6.2.3 Subassemblage Behavior. As discussed in Section 6.1, proper assessment of the performance of any structural system requires studying the behavior of the system's basic subassemblages. Studies were conducted at Berkeley [29] of the behavior of basic subassemblages of a ductile moment-resistant space frame (DMRSF) built of lightweight aggregate concrete. The completed study had two main objectives. The first was to study the behavior of a DMRSF subassemblage constructed of lightweight aggregate concrete under earthquake-like load conditions and to compare such behavior to that observed under monotonic loading, paying particular attention to the effects of bond degradation in the joint region. The second objective was to compare the performance of lightweight R/C subassemblages to that of previously tested normal weight subassemblages for both monotonic and cyclic loadings. Figure 21(a) shows the specimens which were used: half-scale models of interior beam-column subassemblages from the third floor of a twenty-story office building. A summary of the results of these tests follows.

Figure 28 compares the behavior of lightweight aggregate specimens (BC7 and BC8) with that of normal weight subassemblages (BC3 and BC4) of similar concrete strength and steel yield strength subjected to similar applied displacement programs. Due to the greater flexibility of lightweight concrete, ductility, μ_δ , rather than absolute displacement was used as the base of comparison.

7. SEISMIC BEHAVIOR OF PRESTRESSED AND PRECAST R/C LINEAR ELEMENTS AND THEIR CONNECTIONS

7.1 General

7.1.1 Prestressed Concrete. In 1972, the author reviewed the state-of-the-art in prestressed and partially prestressed concrete structures and their elements [16]. He reported the conclusions reached by Blakely and Park in their historical review of the seismic resistance of prestressed concrete (1971) [144], as well as the conclusions of their tests on four full-size, precast prestressed concrete beam-column assemblies. A brief summary of these conclusions follows:

From the 1971 review:

(1) Most structures containing prestressed concrete elements which have been subjected to earthquakes have performed well. Failures which have occurred appear to have been due mainly to failure of the supporting structures or of the joint connections. However, there is very little information on the behavior of fully framed prestressed concrete structures under strong earthquakes.

(2) Although the energy absorbed by a prestressed concrete member could be the same or even larger than a similar reinforced concrete member the greater elastic recovery of the prestressed concrete member will result in a lower energy dissipation for cyclic loading. This lower energy is a drawback in seismic design. However, little is known of the energy-dissipation capacity of prestressed concrete members under high-intensity cyclic loading.

(3) High intensity cyclic loading tests of prestressed concrete members and subassemblages including different joint details is needed.

From the test results:

(1) Energy dissipation is relatively small prior to commencement of crushing in the concrete, but substantial once crushing has occurred. (2) Large post-elastic deformation can be available in prestressed concrete members, even where the transverse reinforcement satisfied only normal prestressed-concrete code requirements for shear. (3) Substantial stiffness degradation is apparent for prestressed concrete members after high-intensity cyclic loading. (4) Mortar joints between precast post-tensioned frame members can behave satisfactorily under high-intensity load reversal. (5) Prestressed-concrete framed structures can be capable of resisting moderate earthquakes without structure damage, and of withstanding severe earthquakes although structural damage may occur, with a consequent difficulty of repair back to fully prestressed condition.

In the concluding remarks of Ref. 16, the author enumerated a series of problem areas in which research was needed to improve understanding of the behavior of concrete structures under generalized excitations. The author then stated, "All the above required research applies as well to reinforced concrete as to prestressed concrete. However, in prestressed concrete other problems such as questions of the optimum degree of partial prestressing, of bonded versus unbonded prestressing tendons, the behavior of prestressed anchorage under dynamic loading, etc. still remain to be answered." The author would like to emphasize that the basic problems encountered in the seismic

the joints occurred earlier in the lightweight specimen, at $\mu_\delta = 2.4$ as compared to $\mu_\delta = 5.4$ for the normal weight specimen, resulting in a more pinched hysteretic behavior.

5. The assumption of a rigid joint appears to be inaccurate not only at large ductilities, but even at the yield level, under monotonic and particularly cyclic loading. The contribution of the fixed-end rotation to the total story drift under monotonic loading is about 13 percent at the yield level, increasing to 22 percent at higher ductilities. Under cyclic loading the contribution is 18 percent at the yield and increases to greater than 90 per cent at higher ductilities.

6.4 Recommended Design Improvements and Research Needs.

1. Development of new design and construction methods is needed to prevent yielding of the reinforcement at the beam-column interface, which usually triggers or accelerates total slippage of the beam reinforcement. One such method is to move the regions of the inelastic action away from the joint. This can be accomplished by: (i) bending or cutting off at a short distance from the joint some of the top and bottom beam reinforcing bars, forming a region of sufficiently lower moment capacity to be the critical one. Some research has already been conducted in this area using normal aggregate [119, 126]; or by (ii) designing haunches which sufficiently increase the moment capacity near the joint to prevent yielding of beam reinforcement at the column face. Another method consists of improving the anchorage of the reinforcement within the joint by using special mechanical devices [114] or better detailing, such as crossing the top and bottom beam reinforcement [127, 143].

2. The basic causes for more rapid bond deterioration in lightweight concretes should be explored further.

3. Experiments with beam-column subassemblages having floor slabs are needed to more accurately simulate the actual conditions found at joints in buildings.

4. Analytical programs need to be developed, based on a stiffness degradation model, which include fixed-end rotations at the joint in order to study the affect of the observed deterioration on the response of framed structures to earthquake ground motions.

7.2 Seismic Behavior of Prestressed Concrete Beams, Columns, and their Subassemblage

7.2.1 Beams. As with ordinarily reinforced concrete structures, it is convenient to classify prestressed beams according to stresses controlling behavior of their critical regions: i.e., Flexural and Flexural with High Shear.

7.2.1.1 Flexural Critical Regions. Hawkins [147], after analyzing the experimental results obtained in numerous experiments as well as the performance of prestressed concrete beams in real earthquakes, drew a series of conclusions. The most important conclusions are summarized below, together with some conclusions from recent studies carried out in New Zealand [148,152].

(1) Most prestressed concrete beams, when designed for loading reversals, perform well in earthquakes. Generally, deformed bar reinforcement and confinement by stirrups are necessary to provide adequate strength under moment reversals. The failures that have occurred have been due mainly to failures of the supporting structures or connections. Major consideration must be given to the strength of connections and supporting structures.

(2) Experimental flexural strengths of the beams are usually greater than theoretical flexural strengths because experimental moments reach their maximum at an extreme concrete fibre strain greater than 0.003. This is due to the extra confinement given to the beam concrete by its reinforcement and the adjacent column concrete. With stirrups and compression reinforcement, ultimate strength can increase by as much as 16 percent.

(3) Unless the first damaging load exceeds about 80 percent of the collapsed load, the capacity in the reverse direction is unaffected. If the concrete is not confined, cycling to strains greater than 0.002 induces a loss in strength and stiffness due to spalling of the compressed concrete and penetration of crushing into the core of the member. That degradation can be slowed and the ductility and energy absorption increased by the addition of either bonded compression reinforcement or confinement - preferably both. Unless confinement is provided there is a marked degradation in the flexural capacity for beams reversed cyclically and loaded to an excess of 90 percent of their flexural capacities. Confinement should be achieved by closed stirrups with a spacing not exceeding $d/4$.

(4) High seismic loading rates can result in strength increases of four to seven percent and ductility increases of 10 to 15 percent. It is generally appropriate for design computations to be based on static loading strengths only.

(5) Prior to crushing of the concrete or marked inelastic flow of the prestressing steel, loading-unloading curves are bilinear with ranges corresponding to crack open and crack closed conditions. The loading and unloading curves closely parallel each other with small amounts of dissipation of energy.

(6) Prestressed beams show marked elastic recoveries even after considerable inelastic deformations, leading to pinching of the hysteretic loops. Figure 29 compares beam moment-end deflection relationships for three beam-column specimens with similar theoretical flexural strengths and with prestress levels of 1160, 386 and 0 psi, (8.1, 2.7 and 0 MPa,) respectively. Energy dissipation for prestressed concrete elements is less than that for

behavior of ordinary reinforced concrete are also present in prestressed concrete, since prestressed concrete is just a special case of reinforced concrete structure in which an initial, desirable state of compression is introduced to the concrete. The only difference is the degree of severity of these problems. (For example, one cannot expect good seismic hysteretic behavior of prestressed elements whose critical regions have not been properly confined with lateral reinforcement. These points - that the basic problems of ordinary and prestressed concrete are the same, and that the severity of the problems may differ - should be kept in mind in judging results from experiments of prestressed concrete elements.

In order to obtain a good sense of the state-of-the-art and the state-of-the-practice, up to 1977, of seismic behavior of prestressed concrete framed structures and their elements, one can review papers presented at the ERCBC Workshop held at Berkeley in 1977 [17]. Particularly appropriate are the papers by Lin and associates [145]; Park [146]; Hawkins [147]; and Park and Thompson [148]. Hawkins, in Ref. 149, has reviewed and synthesized the information presented in this workshop and several other researchers and practicing engineers have discussed it. From this review it is apparent that although the advances in knowledge about seismic behavior of prestressed concrete elements have been not as great as the advances for ordinarily reinforced concrete elements, there is sufficient evidence to formulate comprehensive seismic design recommendations for prestressed concrete [150,151]. A brief summary of some of the new information on seismic behavior of prestressed concrete elements is presented later in this section.

It is generally agreed that the response of a prestressed concrete structure to a given earthquake will be greater than that of a comparable reinforced concrete structure, because of its lower energy dissipation and viscous damping properties. However, because the use of higher concrete strength results in a smaller neutral axis depth, prestressed concrete members may sustain greater curvatures before crushing than comparable reinforced concrete members of the same flexural strength and section size. Alternatively, prestressed concrete members may be of smaller section, and therefore less mass. These factors may well counteract the effect of the smaller energy dissipation capacity under cyclic loading [152]. From the review of all the available information, it becomes apparent that proper use of prestressing can be an asset to seismic resistant construction of concrete frame structures.

7.1.2 Precast Elements. In the zones of high seismic risk in the United States, precast concrete framing is not widely used as a primary lateral load resisting system: little information exists regarding seismic behavior of this type of concrete construction. Hawkins, in Refs. 147 and 149, reviews the state-of-the-art in seismic resistance of precast concrete structures, although most of the review is devoted to precast panel construction rather than to precast concrete frames. Ikeda and associates, in Ref. 153, have reviewed the state-of-the-art of precast concrete techniques in Japan, pointing out that the main problem is the prediction of strength and deformation capacities of beam-column connections. It is clear that there is nothing wrong with the elements. The problem is in the joints between these elements. It is believed that proper use of prestressing can improve the performance of joints between precast elements. There is a tremendous potential for the use of lightweight aggregate concrete, precast, prestressed elements in seismic resistant construction.

steel is necessary in prestressed columns (as it is for reinforced concrete columns) once the axial load exceeds some nominal value such as $0.1 P_0$ where: P_0 = strength of columns when load is applied with zero eccentricity.

Prestressing can improve the behavior of reinforced concrete columns [142] and therefore of the whole frame, provided the peculiarities of prestressing are considered in the design as well as in the detailing of the columns. Figure 30 illustrates an example of post-tension prestressing the outer columns of the first 5 stories of an 18 story building (to reduce the possibility of tensile cracking strength during severe earthquakes). This application has been discussed by Ohmori [84], Muto [94] and Hisada and associates [142].

There is a need for experimental work on partially prestressed columns under severe seismic actions. Among the parameters that need to be studied the following deserves special attention:

- optimum degree of prestressing, and optimum location of the pressure line;
- quantity of confining steel necessary to achieve adequate rotation ductility, particularly under high compressive loads, and to prevent buckling of the bars;
- the affects of unbonded tendons, particularly when used continuously over several column stories.

7.2.3 Beam-Column Joints: Following design criteria similar to that used for ordinarily reinforced concrete structures, the FIP Commission on seismic structures [150] recommends: "The connections between members in prestressed concrete construction should be carefully designed for effectiveness at all earthquake limit states, on the following basis:

(a) Connections should be checked for both seismic stresses and deformations.

(b) The load-carrying capacities of connections should not be less than those of the adjacent structural members.

(c) Connections should be capable of failing in a ductile manner. "

In their commentary the FIP Commission emphasizes that inelastic loading cycles (particularly those involving not only load but also deformation reversals) can result in a degradation of the concrete shear-resisting mechanism due to breakdown of the joint core, caused by alternating bond force and diagonal tension cracking.

The above design philosophy is clear and well accepted. However, adequate provisions, methods and rules for quantifying and practically applying this philosophy are still lacking despite improvements in understanding hysteretic behavior of beam-column joints. Most of the studies have been related to the strength of the joint, very little has been done regarding prediction of stiffness and its degradation with increasingly severe cyclic loading, or with the prediction of deformation capacity and energy dissipation capacities.

reinforced concrete elements because of elastic recovery effects. In general, the residual tensile force in the prestressing steel is adequate to close previously open cracks. Thus, significant energy dissipation does not develop until the deformed bar reinforcement yields, the prestressing steel yields, or the concrete crushes. Recent test results of beams where flexural behavior controls inelastic response have been promising. The use of these beams in seismic resistant prestressed concrete frames should be investigated further. Most previous tests have primarily involved symmetrical arrangements of prestressed and nonprestressed steel: these tests need to be extended to other arrangements. Further study is also needed of the spacing of stirrup ties that are required to prevent buckling of nonprestressed steel under reversed loading.

7.2.1.2 Flexural Critical Regions with High Shear. As noted by Hawkins [147], there is little information available on the behavior of these prestressed critical regions. In the tests carried out by Park and his associates [148; 152], the nominal unit shear stresses developed were very small: less than $2\sqrt{f'_c}$ (psi) [$0.16\sqrt{f'_c}$ (MPa)] and less than 1/3 of the theoretical computed shear strength using ACI 318-71 [35]. Therefore, no adverse shear effects were observed. There is an urgent need for systematic studies on the behavior of the prestressed elements subjected to high shear stresses.

There is general agreement that beams should be proportioned and detailed so that they will not fail in shear. The FIP Commission [150] recommends that in calculating the design shear force the plastic hinge moments should be determined considering the possible overstrengths of the material. These enhanced plastic hinge moments may be estimated as 1.15 times the flexural capacities based on the characteristic strengths of the materials. The proposed provisions for the New Zealand Code [14] contains specific requirements for designing against shear force, neglecting the concrete's contribution in resisting shear when the design axial compressive force produces an average stress smaller than $0.1 f'_c$.

7.2.1.3 Bond, Grouting and Anchorage. According to Lin and associates [145], seismic safety can be equally obtained by either bonded or unbonded construction. However, this is a controversial issue, on which the FIP Commission on Seismic Structures has prepared a special report [145]. Present FIP guidelines [150] recommend grouting the prestressing ducts in flexural members of a ductile structural frame. The New Zealand Code has similar requirements, except for special cases where post-tensional tendons may be ungrouted. Bond transfer lengths and performance under cyclic loading are very sensitive to surface conditions and to the method of release for the strand.

Careful consideration must be given to the location of tendon anchorages. They should not be placed in regions of high bending or rotation, which can adversely affect their capacity. Consideration must also be given to the flow of forces from the anchorage.

7.2.2 Columns. Except for experiments carried out by Hisada and associates [142] there has not been much research done on prestressed columns alone. Usually, columns have been studied as part of a subassembly, in which they were stronger than the beams and hence were not critical elements. An exception to this was the joint core regions which will be discussed later. The ductility of prestressed concrete columns have been studied by Blakeley [154]. As expected, the available curvature ductility of a prestressed concrete column decreases with increased axial load level. Special transverse confinement

and fabricators of these precast elements try to locate the connections so they can be easily constructed and are not subjected to severe simultaneous bending, shear and axial forces. An example of proper location of field connections is shown in Fig. 32.

7.4 Concluding Remarks

Prestressed and precast linear concrete elements are not widely used to form primary seismic resistant structural systems. The amount of research in this area has been relatively small compared with that on ordinarily reinforced concrete, and some fundamental questions remain unanswered. Nonetheless, in the last decade, there have been significant advances in understanding problems introduced by these techniques of reinforced concrete construction.

There is tremendous potential in the use of prestressed and precast lightweight concrete structural elements. To realize this potential quickly, it is necessary to recognize - that prestressed and precast concrete elements are just a particular case of R/C structures and practically all drawbacks of ordinary R/C elements are also present in prestressed and precast elements. Therefore, existing knowledge of seismic behavior of the ordinary R/C elements should be used. The problems to concentrate on are those that are peculiar to prestressing (i.e. problems of anchorage, bond, transfer, grouting, type of steel and level of prestressing); and to the precasting technique (like the problems of joint).

The work of Park and his associates [146,152] has significantly increased knowledge of the effects of prestressing on joint behavior. Their work showed that serious difficulty in preventing joint core distress during severe seismic loading can only be minimized by careful proportioning and detailing. Their main findings follow:

(1) The ACI 318-71 Appendix A [36] approach for joint core shear strength cannot be regarded as adequate for plane frames subjected to intense cycles of seismic loading. It fails to make any provision for vertical shear reinforcement in the plane of bending.

(2) The use of a reasonable level of prestress through a central tendon improved the hysteretic behavior of the joints.

(3) The contribution of the concrete to shear strength should be neglected except when the mean column compressive stress exceeds to $0.1 f'_c$.

(4) The inclusion of vertical shear reinforcement within beam-column joint cores, in the form of intermediate column bars, and horizontal shear reinforcement, in the form of ties, allows the joint core shear force to be resisted more effectively than when intermediate column bars are not present (Fig. 31).

(5) The draft of the New Zealand Concrete Design Code [14] recommends the provision of the vertical shear reinforcement to transmit vertical shear forces within the joint core. The amount of horizontal and vertical shear reinforcement required by this draft Code approach was found to be safe but rather conservative.

Although the above results led to improved understanding of the hysteretic behavior of prestressed concrete beam column joints, research is needed in the following areas:

(1) The actual contribution of concrete to joint strength, stiffness and energy dissipation capacity when subjected to different levels of compressive stress.

(2) Other means of vertical joint shear reinforcement.

(3) Maximum bar diameters allowable for longitudinal steel to prevent total slippage through the joint core.

(4) The affect of unbounded tendons.

(5) The potentials of moving the critical regions away from the face of the columns.

7.3 Seismic Behavior Precast Concrete Beam, Column and their Connections

As discussed in Section 7.1.2, the main problem in using these elements is associated with their connections. As noted by Hawkins [147], while many types of connections have been developed [155,156] more information is needed regarding the behavior of these connections under severe earthquake loading conditions. A comprehensive experimental research program is needed where these connections, as well as those already in use, will be studied under simulated seismic conditions. Meanwhile, it is recommended that designers

have also been identified. The author considers these advances of paramount importance and would like to emphasize the need to present these advances to the profession. The author considers this to be more important than developing simple empirical rules for the design of standard elements. If the designer knows what the problems and their sources are, he has two possibilities for coping with them. First, he can try to avoid them. Since he knows the sources of the problems, if he cannot avoid them, he can try to minimize them by proper design, particularly proportioning and detailing. Two typical examples follow:

Most failures of R/C linear elements are caused by the development of high shear in flexural critical regions. The designer can avoid such problems by proper selection of structural form, selecting relatively slender members and/or using a low percentage of steel reinforcement of low yielding strength and strain hardening characteristics. Since such failures are due to sliding shear, designers can avoid or sufficiently delay the failure of such members by proper use and detailing of special web reinforcement in the flexural critical regions.

Another problem that has been observed in seismic behavior is the degradation in stiffness and strength of beam-column subassemblages with repeated cycles of deformation reversals. This problem occurs at the beam-column joints; its sources have been identified as high shear and/or high bond stress through the joint. The designer can avoid this problem by selecting wider columns, and beams with a low percentage of steel with low yielding strength and strain hardening characteristics. Or he can avoid the formation of beam plastic regions at the faces of the columns. If this cannot be done, proper detailing of the reinforcement of the beam, column, and joint can minimize the detrimental consequences of stiffness and strength degradation.

Following, with the presentation of the conclusions, there is a summary of advances in the design and understanding of seismic behavior of normal weight R/C elements and their cast-in-place subassemblages under 1D loading conditions. There has been very little research for 2D or 3D loading. However, some parameters influencing the seismic behavior of frame subassemblages under two dimensional-lateral motions have been identified.

There have been some significant advances in understanding behavior of lightweight concrete. Some of the peculiarities of this type of concrete have been identified by comparing its behavior with the behavior of similar normal weight concrete. These peculiarities include: a lower gain in strength and ductility with confinement (particularly with high strength [e.g. greater than 4,000 psi]); lower bond; and lower shear transfer. More comprehensive studies are needed of the mechanical characteristics of this type of concrete and its interaction with reinforcing steel under seismic conditions.

The amount of research in the area of prestressed and precast linear concrete elements has been small. However, there have been some advances in the proper use of prestressing, particularly for improving behavior of beam-column joints and columns in tall buildings. The main problem for precast construction is connection. Although many types of connections have been suggested, and some used, there is no available information about their behavior under seismic loading.

8.2 Conclusions

The following conclusions emphasize findings which have helped to advance the design and construction of normal weight R/C elements and their cast-in-place subassemblages subjected to 1D loading conditions. General observations

8. SUMMARY, CONCLUSIONS, AND RECOMMENDATIONS FOR FUTURE RESEARCH AND DEVELOPMENTS

8.1 Summary

Significant advances have been made in the last ten years in understanding seismic behavior of structural concrete linear elements and their connections. This improved understanding has had some impact in earthquake resistant design of R/C structures where these elements are used. However, much of present knowledge has not yet been practically applied. There are several problems in predicting seismic behavior of these linear elements and their connections. Some of these problems are of a general nature and apply to all types of elements, regardless of the material used (e.g. problems in predicting demand due to uncertainties about the ground motion and the overall response of the structure). There are other problems, inherent to the type of member and associated with the peculiar sensitivity of reinforced concrete construction to all those aspects which affect structural behavior - design, construction, maintenance, modification, and repair - which should be considered in order to obtain efficient seismic resistant construction.

Problems of a general nature have been discussed in section two. The seismic behavior of any element of a structure depends upon the interaction of the ground motion and the structure; there are many uncertainties in predicting both ground motion and structural response. All these uncertainties must be considered in order to judge the reliability of experimental results and to assess the implications of these results for design and construction of seismic resistant structures. To characterize these uncertainties properly, data from field and laboratory studies must be collected and statistically reviewed. Then studies may be carried out on the probability of failure of R/C elements.

Section two emphasizes the importance of loading history in the behavior of elements. The importance of properly selecting a structural layout and choosing the material to be used is also discussed.

The requirements for suitable seismic resistant structural materials are discussed. The relatively low value of strength per unit weight of normal weight concrete suggests the desirability of using lightweight concrete. The use of precast, partially prestressed lightweight aggregate concrete elements has tremendous potential in seismic resistant construction. However, the technology of lightweight aggregate; the problems of determining the optimum degree of prestressing; and the problems of connections of prefabricated elements, have not yet been resolved. Thus the most suitable R/C material for earthquake resistant design is still cast-in-place, ordinarily reinforced, normal weight concrete.

Section two also discusses the importance of studying the seismic behavior of basic structural components and their subassemblages, rather than the response of a whole structure.

A review of the inherent problems of linear reinforced concrete members and their connections shows that no general theory has been formulated to accurately predict the real seismic behavior (stiffness, strength, deformation, and energy dissipation capacities and their variation with load) of such structural components. It is doubtful that such a theory will ever be developed. However, there have been significant accomplishments in the understanding of such behavior, particularly of R/C elements that are used in plane moment-resisting frames subjected to unidirectional (1D) loading conditions in the plane. For these elements not only have the problems been determined, but the different sources of the problem

8.2.2 Columns. These elements are still the most susceptible to failure in destructive earthquakes, particularly when subjected to high axial and shear forces. This is because of the sensitivity of shear stress to variations in the values of many of the factors affecting such column stress.

(1) Short columns designed and constructed according to present U.S. seismic codes can dissipate moderate amounts of energy through inelastic deformations. This can be adequate for ductile moment-resisting frames which are properly designed, constructed, and maintained and in which the short columns are not subjected to significant fluctuations of axial force.

(2) In the case of large flexural ductility demands, the contribution of concrete to shear resistance should be ignored.

(3) Circular spiral is the most effective transverse reinforcement to confine concrete and prevent the main reinforcing bars from buckling.

(4) New types of column reinforcement have been developed in Japan. A combination of spiral and square hoops resulted in excellent hysteretic behavior.

(5) Because joint core behavior can lead to some damage of the concrete cover of the column, the column strength computation should be based on the strength of the core area only.

8.2.3 Beam-Column Joints. Design criteria have been formulated for this type of joint. The criteria for the strength of the joint is that the beam-column joint should be the strongest and stiffest component of a basic moment-resisting frame subassemblage. While this usually has been so in the past, it might not be so in future structures, because while more stringent requirements for seismic design of beams and columns have recently been included in codes, no changes have been introduced for the design of joints. Research results have indicated that:

(1) The effectiveness of concrete to resist shear should only be considered when there is a compressive load on the column which exceeds $0.1f'_c A_g$.

(2) Vertical shear reinforcement should be provided to help transfer vertical shear force to complete the truss mechanism at the joint core. Vertical column bars should be used around the perimeter of the column section with spacing not exceeding six in. (150 mm).

(3) For exterior beam-column joints, if plastic hinging occurs in the beam at the column face it is recommended that the diameter of the longitudinal column bars should not exceed 1/25th or 1/20th of the beam depth (for 55 and 40 grade steel, respectively).

(4) For interior beam column joints, if plastic hinging occurs in the beams at the column face it is recommended that the maximum diameter of the longitudinal beam reinforcing bars should not exceed 1/35th or 1/25th of the column depth (for 55 and 40 grade steel, respectively). The diameter of longitudinal column bars are limited as for exterior joints.

(5) If plastic hinging occurs in the beam at the column face, in determining the anchorage length of beam steel it is necessary to distinguish between the effectiveness of the bond offered by unconfined concrete in the column cover (which is small and should be neglected) and that offered by the confined concrete core. In exterior joints, the anchorage should be considered to begin within the joint core at a distance of either one-half the column

applying to all members are presented first. Then observations for beams, columns and their connections are presented separately.

Reliable methods are lacking to predict demands, particularly deformation and energy dissipation demands, that can be expected during a structure's response to extreme earthquake shaking. Therefore, it is highly desirable to design R/C elements and their subassemblages so that they will be capable of dissipating the largest possible amount of energy through stable hysteretic behavior. Special attention should be paid to proportioning and detailing. The following recommendations are designed to achieve such stable, tough behavior.

8.2.1 Beams. Most of the following observations apply to the design of the potential beam critical regions.

(1) It is essential to provide sufficient shear capacity in potential critical (plastic hinge) regions to develop the required flexural deformation and energy dissipation capacities.

(2) Lower tension steel contents, ρ , are recommended than those presently allowed by R/C codes.

(3) It is recommended that beams be designed so that, at their connection with columns, they have a larger positive moment capacity than presently required by seismic codes ($\rho'/\rho \geq 0.75$ has been recommended).

(4) The location of splicing of main reinforcing bars should be carefully established. As much as economically feasible, curtailing of the main bars should be avoided.

(5) The effectiveness of different arrangements of transverse steel in confining concrete has been studied and constitutive laws for such confined concrete have been formulated.

(6) Present seismic code requirements for beam confinement are not adequate when large ductility is demanded.

(7) To prevent premature buckling of main reinforcing bars, each of these bars should be supported laterally by a corner of a tie and tie spacing should not exceed six bar diameters.

(8) The use of beams where the nominal unit shear stress, v_{max} , can exceed $6\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.5\sqrt{f'_c}$ (MPa)) should be avoided.

(9) Present code requirements result in satisfactory hysteretic behavior when v_{max} is $\leq 3\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa)).

(10) When v_{max} is in the range of $3\sqrt{f'_c}$ (psi) to $6\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa) to $0.5\sqrt{f'_c}$ (MPa)), it is necessary to use special web reinforcement. Although the use of intermediate longitudinal bars improves hysteretic behavior, the addition of diagonal reinforcement seems to be more effective in controlling sliding shear at critical regions.

(11) Conventional seismic resistant design is inadequate for coupling beams, of coupled shear wall systems, which have V_{ud}/M_u ratios of one or less. The energy dissipation capacity (ductility and useful stable strength) can be improved by placing the main reinforcement diagonally in the beams.

(1) Prestressed beams show marked elastic recoveries even after considerable inelastic deformations, leading to pinching of the hysteretic loops.

(2) Energy dissipation of prestressed concrete elements can be increased, and degradation of stiffness decreased, by the proper addition of bonded compression and transverse (confinement) reinforcements.

(3) Although high seismic loading rates of prestressed elements can result in strength increases of four to seven percent, and ductility increases of 10 to 15 percent, it is recommended that design computations can be based on static loading strengths only.

(4) The use of a reasonable level of prestressing through a central tendon improves hysteretic behavior of joint.

(5) The use of prestressing can improve behavior of ordinarily reinforced concrete exterior columns in tall slender buildings by decreasing the possibility of cracking due to tensile forces originated by overturning moments.

(6) Use of prestressing can improve the behavior of connections between linear elements.

(7) The use of prestressed and precast lightweight concrete structural elements has great potential for seismic resistant construction.

8.3 Recommendations for Future Research and Developments.

Among the different recommendations formulated in this report the following deserve special mention:

(1) Perform integrated analytical and experimental research on the three dimensional behavior of actual structures under realistic seismic loading conditions to determine the demands on different structural components. In order to carry out more realistic experiments than has been done up to date it is important to determine the expected loading or deformation histories that the structural elements will undergo. Seismic performance of R/C structures is very sensitive, not only to how the structures have been designed and detailed, but also to how they are constructed, and to the modifications, maintenance, and repair which they can undergo before an earthquake strikes. All these aspects must be considered in establishing design criteria.

(2) Improve quality control of the R/C materials. Statistical data regarding mechanical characteristics of the material from existing structures should be collected and studied.

(3) Perform experiments to improve prediction of the interface shear transfer in plastic hinge regions of beams and columns subjected to generalized loadings.

(4) Perform experiments under seismic loading conditions, on the contribution of the floor slab to: development of beam flexural capacity; behavior of the beam-column joint; and overall strength, stiffness, deformation, and energy dissipation capacity of basic frame subassemblages.

(5) Perform experiments to study the behavior of columns and beam-column joints subjected to two and three-dimensional loadings. Emphasis should be

depth or ten bar diameters, whichever is closer to the column face where the steel enters.

(6) Performance of exterior joints can be improved by using a beam stub at the far column face where the longitudinal beam bars can be anchored.

(7) Significant bond deterioration occurs at the joint core from load reversals cyclically applied to the beam bars. This results in beam fixed-end rotations, particularly when the stress applied to the beam bars entering the columns equals or exceeds yield.

(8) To avoid detrimental beam fixed-end rotations, beam hinges adjacent to column faces should be eliminated. Practical techniques to accomplish this have been suggested, tested, and proven to be satisfactory.

8.2.4 2D and 3D Loadings. The following observations are of a tentative nature, because of insufficient data.

(1) 2D column displacement ductility demands about twice as large as 1D ductilities are typical at a 1D displacement ductility of about five or more.

(2) To avoid difficulties under 2D it is recommended that frames be designed so that column displacement ductility demands under 1D are restricted to two.

(3) While compressive axial loads have little influence on column behavior under 2D loading, tensile axial loads substantially reduce the stiffness and shear capacity at low loads.

(4) - Theoretically, for a symmetrical two-way frame, joint design for bi-axial shear leads to approximately twice the shear required for uniaxial shear design. Because this can create serious practical problems, it is suggested that beam hinges adjacent to column face be eliminated.

8.2.5 Use of Lightweight Aggregate Concrete. Because of the relatively meager data available, the following observations are of a preliminary nature.

(1) The effectiveness of the confinement, bond and shear transfer of lightweight aggregate concrete is inferior to that of normal weight aggregate concrete of similar strength. The higher the strength of the concrete the larger the difference in confinement effectiveness. Furthermore, lightweight aggregate concrete has higher creep. Therefore caution should be used in applying equations or seismic code provisions derived for normal weight aggregate to lightweight aggregate concrete, particularly in designing columns.

(2) Under cyclic loading, the energy dissipated by beam-column subassemblages cast of lightweight aggregate concrete is significantly smaller than that of similar normal weight concrete subassemblages.

(3) The compressive strength of lightweight aggregate concrete used in seismic resistance construction should be limited according to the mechanical characteristics of the aggregate.

8.2.6 Use of Prestressed and Precast Techniques. In addition to the problems common to any kind of reinforced concrete elements, the main findings of the reviewed research are:

ACKNOWLEDGEMENTS

Appreciation is expressed to the National Science Foundation, whose financial support through Grant Nos. ENV76-01419 and ENV76-01923, made the preparation of this report possible. Stimulating discussions in this area with Professors Bresler, Mahin, and Popov are gratefully acknowledged. Thanks also are due to J. Axley, Research Engineer, for his constructive criticism of the manuscript. The author would also like to acknowledge the editorial assistance of M.C. Randall, and the assistance of D. Ullman and F. Jackson.

placed on the effects of high shears and the fluctuation from high compressive to high tension axial forces.

(6) Conduct statistical studies of the variation of $v_{\max}^R / v_u^C$ in elements of existing buildings.

(7) Perform experimental studies of behavior of lapped and mechanical splices under high intensity load reversals and at different loading (strain) rates.

(8) Perform experiments to study behavior of construction joints in beams and columns.

(9) Perform experimental studies to establish reliable bond-slippage constitutive law for the beam's reinforcing bars along the confined concrete of beam-column joints.

(10) Conduct analytical studies of how the fixed-end rotations at the beam ends of column faces affects seismic response of framed structures.

(11) Conduct integrated experimental and analytical studies on the seismic behavior of reinforced lightweight aggregate concrete elements, with emphasis on: the effectiveness of confinement, bond, and shear transfer of such concrete; the higher rate of creep for lightweight than for similar normal weight; and how that higher creep can effect the seismic performance of framed structures.

(12) Conduct coordinated analytical and experimental studies to define: the degree of stiffness; damping; abruptness of failure; and hysteretic behavior of prestressed concrete subassemblages. These subassemblages should contain combinations of prestressed tendons and deformed bar reinforcements similar to those likely to be found in practice.

(13) Make generic studies of hysteretic behavior of different types of connections between precast elements. These studies should cover non-tensioned and post-tensioned connections subjected to loading intensities and histories similar to those which would exist during extreme earthquakes. These studies should examine precast elements of various types (particularly lightweight prestressed) and various cross sections.

(14) Conduct research programs which examine the applicability of reduced ductility and strength requirements for areas other than those of highest seismicity.

It is hoped that this report can serve as a basis for spirited discussions at the Symposium, and that these discussions will contribute toward the solution of the many problems and questions that have been raised here. Because of the complex nature of these problems, international collaboration is needed between practitioners, educators, researchers, and representatives from industry and government agencies in the field of earthquake resistant construction.

14. NZS 4203: 1976, New Zealand Standard, Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings, Standard Association of New Zealand, 80 pp.
15. "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," Prepared by Applied Technology Council, National Bureau of Standards, Special Publication 510, Washington, June, 1978.
16. Bertero, V.V., "Experimental Studies Concerning Reinforced Concrete, Prestressed and Partially Prestressed Concrete Structures and their Elements," Introductory Report of the Symposium on Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads," International Association for Bridge and Structural Engineering, Lisboa, 1973.
17. Bertero, V.V., Organizer, Proceedings, Workshop on Earthquake Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, 3 vols., 1941 pp.
8. Bresler, B., "Behavior of Structural Elements, a Review," Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards Building Science Series 46, Washington, D.C., 1973.
9. Bertero, V.V. and Bresler, B., "Failure Criteria (Limit States)," Panel discussion paper, 6WCEE, New Dehli, India, January 1977; also, Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-77/06, University of California, Berkeley, 1977.
0. Bertero, V.V., "Seismic Performance of Reinforced Concrete Structures," Argentina Academy of Science, November, 1978.
1. Bertero, V.V., "State-of-the-Art in Establishing Design Earthquakes," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 315-343.
2. Bertero, V.V., "Strength and Deformation Capacities of Buildings Under Extreme Environments," Structural Engineering and Structural Mechanics, Proceedings of the Popov Symposium, Prencice Hall (In Press).
3. Bresler, B., and Bertero, V.V., "Olive View Medical Materials Studies, Phase I," Report No. EERC 73-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1973.
4. Kubota, T., and Sozen, M.A., "A Study of Methods Used in Japan and the U.S.A. for Design of Web Reinforcement in Reinforced Concrete," A report to the National Science Foundation, Civil Engineering Studies Structural Research Series No. 452, University of Illinois, Urbana, Illinois, August, 1978.
5. Park, R., "Accomplishments and Research and Development Needs in New Zealand," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 255-295.

References

1. Sharpe, R.L., "Evolution of Codes and Standards for Earthquake-Resistant Concrete Building Construction," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 371-407.
2. International Association for Earthquake Engineering, Proceedings, First World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, California, 1956.
3. "Recommended Lateral Force Requirements," Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, San Francisco, California, 1959.
4. Blume, J.A., Newmark, N.M., and Corning, L.H., "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions," Portland Cement Association, Chicago, Illinois, 1961.
5. National Academy of Sciences, "The Great Alaska Earthquake of 1964," Washington D.C., 1973.
6. U.S. Department of Commerce, "San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971," Washington, D.C., 1973.
7. International Association for Earthquake Engineering, Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo Japan, 1960, 3 vols., 2229 pp.
8. International Association for Earthquake Engineering, Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 1965, 3 vols., 2482 pp.
9. International Association for Earthquake Engineering, Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 1969, 4 vols., 2462 pp.
10. International Association for Earthquake Engineering, Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, 1973, 2 vols. 3013 pp.
11. International Association for Earthquake Engineering, Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Dehli, India, 1977, 3 vols. 3389 pp.
12. Building Code for the Federal District, Safety and Serviceability Requirements for Structures, Mexico, 1976. (In Spanish).
13. Rosenblueth, E., "Seismic Design Requirements in a Mexican 1976 Code," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July, 11-15, 1977, Vol. II, pp. 216-223.

38. Bertero, V.V. and Popov, E.P., "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Flexural Members with Special Web Reinforcement," Report No. EERC 74-9, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1974.
39. Bertero, V.V. and Popov, E.P., "Hysteretic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components," Report No. EERC 75-16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.
40. Ma, S.Y., Bertero, V.V., and Popov, E.P., "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams," Report No. EERC 76-2, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1976.
41. Bertero, V.V. and Popov, E.P., "Seismic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frames," Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, Publication SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977.
42. Popov, E.P., Bertero, V.V., Galunic, B., and Lantaff, G., "On Seismic Design of R/C Interior Joints of Frames," Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India, January, 1977, Vol. II, pp. 1933-1938.
43. Scribner, C.F., and Wight, J.K., "Delaying Shear Strength Decay in Reinforced Concrete Flexural Members under Large Load Reversals," Report UMEE 78R2, Department of Civil Engineering, The University of Michigan, May, 1978.
44. Park, R., "Constitutive Relations of Steel: Effects on Hysteretic Behavior of Structural Concrete Members and on Strength Considerations in Seismic Design," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 683-695.
45. Menegotto, M., and Pinto, P.E., "Methods of Analysis for Cyclically Loaded R/C Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending," Preliminary Report, IASBE Symposium, Vol. 13, Lisboa, Portugal, 1973, pp. 15-22.
46. Mahin, S., Bertero, V.V., Rea, D., and M. Atalay, "Rate of Loading Effects on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members," Report No. EERC 72-9, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972.
47. Paulay, T., "Capacity Design of Reinforced Concrete Ductile Frame," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. III, pp. 1043-1075.
48. Smith, I.C., and Sidwell, G.K., "Beam Flexure and Hinge Zone Detailing in Reinforced Concrete Ductile Frames Requiring Beam Sway Mechanisms," June, 1977, Vol. 10, No. 2, pp. 72-79.

25. Bertero, V.V., "Identification of Research Needs for Improving Aseismic Design of Building Structures," Report No. EERC 75-27, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.
27. Higashi, Y., Ohkubo, M., and Ohtsuka, M., "Influence of Loading Excursions on Restoring Force Characteristics and Failure Modes of Reinforced Concrete Columns," Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, January, 1977, Vol. III, pp. 3127-3132.
28. Jirsa, J.O., "Behavior of Elements and Subassemblages--R.C. Frames," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. III, pp. 1196-1214.
29. Bertero, V.V., Popov, E.P., Forzani, B., "Seismic Behavior of Lightweight Concrete Beam-Column Subassemblages," Submitted for Publication to ACI Journal, 1979.
30. Dowrick, D.J., Earthquake Resistant Design, John Willey and Sons, 1977.
31. Esteva, L., "Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings in Mexico: Research Needs and Practical Problems," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 234-253.
32. Borges, J.F., "A European View on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 168-184.
33. Zagajeski, S.W. and Bertero, V.V., "Computer-Aided Optimum Seismic Design of Ductile Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames," Report No. UCB/EERC-77/16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, 1977.
34. Mahin, S.A., Bertero, V.V., "An Evaluation of Some Methods for Predicting Seismic Behavior of Reinforced Concrete Buildings," Report No. EERC 75-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, February, 1977; also, Mahin, S.A. and Bertero, V.V., "Nonlinear Seismic Response of a Coupled Wall System," Journal of the Structural Div., ASCE, Vol. 102, ST9, pp. 1759-1780, September, 1976.
35. "ACI Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete," (ACI 318-71) and (ACI 318-77), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
36. International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code," 1973 and 1976 Editions, Washington, D.C., and Whittier, California.
37. Jirsa, J.O., "Factors Influencing the Hinging Behavior of Reinforced Concrete Members under Cyclic Overloads," Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, 1973, Vol. I, pp. 1198-1204.

61. Higashi, Y., and Hirose, M., "Experimental Research on Ductility of Reinforced Concrete Short Columns under Cyclic Lateral Load," Preliminary Report for International Association of Bridge and Structural Engineers, Symposium on Design and Safety of Reinforced Concrete Compression Members, Quebec, 1974.
62. Popov, E.P., Bertero, V.V., and Krawinkler, H., "Cyclic Behavior of Three Reinforced Concrete Flexural Members with High Shear," Report No. EERC 72-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972.
63. Orudjev, F.M., et al., "The Influence of Non-Elastic Properties of the R/C on the Performance of the Frame Constructions under Seismic Loads," Proceedings, Sixth European Conference on Earthquake Engineering, Dubrovnik, Yugoslavia, September, 1978, Vol. II, pp. 305-310.
64. Brown, R.H., Jirsa, J.O., "Reinforced Concrete Beams under Load Reversals," Structural Research at Rice, Report No. 7, Rice University, Houston, Texas, October, 1970; also ACI Journal, Proceedings, Vol. 68, No. 5, May, 1971, pp. 380-390.
65. Krawinkler, H., and Popov, E.P., "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams," Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Paper 28, June, 1973, Rome, Italy, Vol. I, pp. 249-258.
66. Kano, Y., et al, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Under Many Cyclic Alternate Loading," Research Report of A.I.J., August, 1969.
67. Paulay, T., "Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST9, Proceedings Paper 3865, September, 1971, pp. 2407-2419.
68. Bertero, V.V., Popov, E.P., "Hysteretic Behavior of R/C Flexural Members with Special Web Reinforcement," Proceedings, The U.S. National Conference on Earthquake Engineering, June, 1975, Ann Arbor, Michigan, pp. 316-326.
69. Ma, S.M., Popov, E.P., and Bertero, V.V., "Cyclic Shear Behavior of R/C Plastic Hinges," Proceedings, ASCE/EMD Specialty Conference on Dynamic Response of Structures, University of California, Los Angeles, Marcy, 1976, pp. 352-362.
70. Wakabayashi, M., "Special Problems," IABSE Symposium on the Design and Safety of Compression Members, Quebec, 1974.
71. Anicic, D., and Zmolo, M., "Stiffness Deterioration of Cyclic Loaded R/C Structural Elements," Proceedings, Fifth European Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, September, 1975, Vol. II, Paper No. 113.
72. Gergeley, P., "Experimental and Analytical Investigations of Reinforced Concrete Frames Subjected to Earthquake Loading," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. III, pp. 1175-1195.

49. Park, R. and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, 1975.
50. Anderson, J.C., "Double Reinforcement for Seismic Resistance," Presented at ACI Convention, Houston, Texas, November 1978. To be Published in a special ACI Publication.
51. Strand, D.R., "Design of Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. III, pp. 1023-1041.
52. Bertero, V.V. and Zagajeski, S.W., "Computer-Aided Seismic Resistant Design of R/C Multistory Frames," Proceedings, Sixth European Conference on Earthquake Engineering Research Center, University of California, Dubrovnik, Yugoslavia, September, 1978, Vol. II, pp. 289-296.
53. Zagajeski, S.W., and Bertero, V.V., "Computer-Aided Optimum Design of Ductile R/C Moment-Resisting Frames," Proceedings, Workshop on Earthquake Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. III, pp. 1140-1174.
54. Zagajeski, S.W., and Bertero, V.V., "Application of Optimization Technique in Seismic-Resistant Design of R/C Multistory Frames," Preprint 3142, "Application of Optimization in Structural Design," ASCE Spring Convention at Pittsburgh, Pa., April, 1978, pp. 134-157.
55. Bertero, V.V. and Vallenias, J., "Confined Concrete: Research and Development Needs," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 594-610.
56. Kaar, P.H., et al., "Confined Concrete in Compression Zones of Structural Wall Designed to Resist Lateral Loads Due to Earthquakes," Proceedings, International Symposium on Earthquake Structural Engineering, St. Louis, August, 1976, Vol. II, pp. 1207-1218.
57. Vallenias, J., Bertero, V.V., and E.P. Popov, "Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads," Report No. UCB/EERC-77/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1977.
58. Sheik, Sharmin A., "Effectiveness of Rectangular Ties as Confinement Steel in Reinforced Concrete Columns," Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, June, 1978, 256 pp.
59. Bertero, V.V., and Collins, R.G., "Investigation of the Failures of the Olive View Stair Towers during the San Fernando Earthquake and their Implications on Seismic Design," Report No. EERC 73-26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1973.
60. Gosain, N.K., Brown, R.H., and Jirsa, J.O., "Shear Requirements for Load Reversals on R.C. Members," Journal of the Structural Division, ASCE July, 1977, pp. 1461-1476.

**AVANCES EN EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE
CONCRETO REFORZADO**
**Procedimiento de Diseño por Resistencia Última en Estructuras de
Concreto Reforzado**

(Instituto de Arquitectos de Japón)

Oscar López Bátiz*

INTRODUCCION.

Como principio básico del diseño antisísmico de estructuras arquitectónicas en Japón, se plantea la formación de un mecanismo de falla o mecanismo de fluencia, como el formado por aparición de articulaciones plásticas en vigas, o el mecanismo de columna fuerte - viga débil. La aparición de articulaciones plásticas en columnas se contempla únicamente en la parte inferior de las columnas del primer nivel y en la parte superior de las del último nivel. El mecanismo de articulaciones plásticas en vigas se plantea con el objeto de incrementar la capacidad de disipación de energía en la estructura, así como lograr una distribución uniforme de dicha disipación.

El criterio básico de diseño antisísmico se resume en la Tabla-1. Este consta de dos fases, que esencialmente corresponden a los dos niveles mostrados en la tabla. La primera fase de diseño tiene por objeto proteger las "partes débiles" de la estructura, esto es, procura eliminar la formación de articulaciones plásticas (propias del mecanismo propuesto) ante un sismo correspondiente al nivel 1. La segunda parte del procedimiento de diseño, tiene por objeto asegurar la formación del mecanismo de fluencia planteado ante un sismo correspondiente al nivel 2. La carga de falla o fluencia, asociada con la formación del mecanismo, se calcula en forma similar a la definición de capacidad por carga última estructural definida en el reglamento de construcciones arquitectónicas Japonés. A continuación se presenta un resumen a grandes rasgos del criterio de diseño correspondiente al nivel 2 de la Tabla-1.

Tabla-1 Criterios de diseño antisísmico [1]

Nivel de riesgo sísmico	Nivel 1	Nivel 2
Probabilidad de ocurrencia	uno en la vida útil	máximo posible
Máximas velocidades de terreno	25 cm/s	50 cm/s
Fuerzas en los elementos	Agrietamiento en el concreto sin fluencia en el acero	Fluencia en el acero sin falla total de la estructura
Ductilidad por piso	menor que 1	menor que 2
Ductilidad en elementos	menor que 1	menor que 2
Angulo de deformación de piso	menor que 1/200	menor que 1/100

1. ESTRUCTURACION.

1.1 Conceptos base para la estructuración.

Definición del mecanismo de fluencia, con el propósito de que se genere el mismo al alcanzar la estructura su resistencia de diseño (la carga de falla o fluencia). Definición de las características de los elementos estructurales, con objeto de verificar que los elementos en los que se proyecta la aparición de articulaciones plásticas tengan la resistencia y capacidad de deformación adecuadas. Asimismo, que

* Investigador. Coordinación de Investigación, Centro Nacional de Prevención de Desastres.México.

aquellos elementos en los que no se proyecta la aparición de articulaciones plásticas, tengan la resistencia adecuada. Definición de las características en plano y elevación de la estructura. Para evitar posibles comportamientos no deseados en la estructura, se verifica la uniformidad en la distribución de rigideces, resistencias y ductilidades entre otros aspectos.

1.2 Estructuras a base de marcos momento-resistentes.

El mecanismo de fluencia y la ubicación de las articulaciones plásticas se proyecta para que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las vigas de todos los niveles y en la parte inferior de las columnas del primer nivel, formando un "mecanismo de fluencia por vigas" (Fig.1).

Excepción en los mecanismos de fluencia y en la ubicación de las articulaciones plásticas. Respecto al mecanismo planteado, se permiten la aparición de articulaciones plásticas como se indica:

- a) La parte superior de las columnas del último nivel.
- b) Columnas exteriores cuya carga axial decremente ante la incidencia de fuerzas sísmicas.
- c) Columnas interiores que no intervengan en la transferencia de fuerza sísmica incidente.

1.3 Estructuras con muros estructurales.

Básicamente en una estructura con muros estructurales se busca la simetría en su posición, la regularidad y uniformidad en el plano del mismo, y la continuidad del muro desde la cimentación en toda la altura de la estructura.

En caso de emplear muros estructurales con aperturas en el plano, el efecto de estas en la rigidez y resistencia del mismo deberá ser considerado.

Respecto a la ubicación de articulaciones plásticas por flexión en muros estructurales, se proyecta su formación en la parte inferior del muro en el primer nivel (Fig.2). Sin embargo, también se permite el giro del muro y la aparición de articulación plástica en la trabe de cimentación (Fig.3).

La parte de la estructura a base de marcos momento-resistentes, sigue el mismo criterio presentado en la sección 1.2. Sin embargo, si se garantiza que el muro estructural cuenta con una resistencia adecuada, se permitirá la formación de articulaciones plásticas en las columnas.

1.4 Estructura de cimentación.

Como regla general en la trabe de cimentación no se proyectará la formación de articulación plástica. Sin embargo, cuando se define un mecanismo de fluencia que presente giro en la base de un muro estructural (Fig.3), la trabe de cimentación requerirá ser diseñada para presentar articulación plástica en la vecindad al muro.

Respecto a la losa de cimentación y a los pilotes o pilas, no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en los mismos. Las estructuras de sótanos deberán revisarse a ser suficientemente rígidas, y no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en ningún elemento estructural de los mismos.

1.5 Elementos no estructurales.

Las juntas entre la estructura y los elementos no estructurales deberá hacerse de tal manera que el comportamiento de estos no afecte a la formación del mecanismo de fluencia definido. Deberán diseñarse para evitar falla o caída de los mismos ante sismos de mediana intensidad.

2. METODO DE DISEÑO.

2.1 Procedimiento de diseño.

El diseño estructural tendrá por objeto asegurar que ante carga vertical y sismos de mediana intensidad la estructura tenga y mantenga la resistencia y funcionalidad adecuada, y ante sismos de gran intensidad asegurar que la estructura tenga la ductilidad o capacidad de deformación necesaria para desarrollar el mecanismo de fluencia ante la fuerza lateral incidente sin presentar la falla total.

El diseño ante carga vertical contempla la revisión de resistencia, deformación, desplomes, agrietamientos y posibilidad de problemas de vibración no deseada. El diseño ante carga lateral se lleva a cabo en dos partes, primero el diseño del mecanismo de fluencia, y segundo el diseño para el

aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia. Estos se resumen como sigue:

- a) En el diseño del mecanismo de fluencia, se verificará que la estructura tenga la resistencia ante carga lateral adecuada, y que los elementos presenten ductilidades dentro de los límites requeridos. Para lo cual se hacen análisis elasto-plástico de la estructura considerando la resistencia esperada de los elementos estructurales.
- b) Para asegurar la formación del mecanismo de fluencia ante un sismo de gran intensidad, se realiza un análisis elasto-plástico que muestre que, en elementos en los que no se proyectó la formación de articulaciones plásticas, no se presente falla o formación de articulaciones plásticas. Para llevar a cabo este tipo de análisis, se considera la resistencia esperada para los elementos en los que no se proyectó la formación de articulaciones plásticas, y se considera el límite superior de resistencia en aquellos elementos en los que se proyectó la formación de articulaciones plásticas para la conformación del mecanismo de fluencia. El significado de cada término se ve en la Fig.4.

2.2 Combinación de estados de carga.

Las cargas a considerar en diseño son cargas muertas, vivas, por acumulación de nieve, por viento y las debidas a sismo. Las condiciones de carga a considerar, así como los factores que afectan a cada una de ellas varían de acuerdo a la región y país. Sin embargo, el mayor número de combinaciones posibles debe considerarse en el diseño.

2.3 Diseño del mecanismo de fluencia.

Fuerzas sísmicas de diseño:

- (a) El coeficiente de fuerza cortante basal de diseño se calcula de la siguiente manera

$$C_1 = Z R_t C_B \quad (1)$$

donde, C_1 : coeficiente de fuerza cortante basal; Z : coeficiente sísmico zonal; R_t : factor por características dinámicas de la estructura; C_B coeficiente de cortante basal estándar. El coeficiente de cortante basal estándar se considera igual o mayor a 0.25 para estructuras a base de marcos momento-resistentes, y se considera igual o mayor a 0.30 para estructuras a base de muros estructurales.

- (b) Para calcular las fuerzas sísmicas de diseño, se parte de la hipótesis de que el comportamiento de los ejes principales ortogonales de la estructura es independiente. La fuerza sísmica horizontal a aplicarse en cada nivel se puede calcular como se indica (salvo investigación específica)

$$\begin{aligned} F_i &= P_i + P_t & (\text{para } i = n) \\ &= P_i & (\text{para } i \leq n - 1) \end{aligned} \quad (2)$$

donde, P_t : fuerza lateral concentrada en el último nivel, que se calcula con la expresión (3). Para estructuras con menos de 6 niveles $P_t = 0$

$$P_t = \alpha T Q_1 \quad (3)$$

El valor de P_i se calcula como se indica

$$P_i = (Q_1 - P_t) W_i H_i / (\sum W_i H_i) \quad (4)$$

donde, F_i : Fuerza horizontal concentrada en la losa del nivel $(i + 1)$

Q_1 : Fuerza cortante de entrepiso para diseño del primer nivel, $Q_1 = C_1 \sum W_i$

α : Coeficiente de la carga concentrada en el último nivel, igual a 0.10

T : Período fundamental de la estructura (s), $T = 0.02 H_n$

H_i : Altura respecto al nivel de suelo de la losa del nivel $(i + 1)$

H_n : Altura de la estructura (m)

W_i : Suma de carga muerta y carga viva (para sismo) en el nivel $(i + 1)$

n : Número de niveles de la estructura (siendo 1 el nivel de suelo)

Análisis lineal.

El estado de esfuerzos a emplear para el diseño del mecanismo de fluencia se calcula considerando la rigidez de los elementos estructurales componentes y haciendo un análisis lineal de la estructura con las siguientes hipótesis:

- (a) Elementos en los que se proyecta la formación de articulaciones plásticas, la rigidez se considerará igual a la rigidez secante al punto de fluencia. Elementos en los que no se proyecta la formación de articulaciones plásticas, al calcular su rigidez se considerarán los efectos de agrietamiento por flexión.
- (b) En el caso de muros estructurales o elementos con relación claro/peralte pequeña, los efectos de deformación por cortante deberán ser considerados.
- (c) Las losas de cada nivel se considerarán como elementos rígidos.

Redistribución de esfuerzos.

Para definir el estado de esfuerzos a emplear en el diseño del mecanismo de fluencia, el estado de esfuerzos obtenido del análisis lineal puede ser redistribuido con las condiciones siguientes:

- (a) Posterior a la redistribución de esfuerzos, deberán satisfacerse las condiciones de equilibrio.
- (b) La variación del valor de los momentos por la redistribución respecto a los valores obtenidos por el análisis lineal, no será mayor que el 20% para estructuras a base de marcos y 25% para estructuras a base de muros.
- (c) La variación por la redistribución de la suma de momentos de entrepiso, no deberá ser mayor a 5% de la suma de momentos de entrepiso producto del análisis lineal en la estructura a base de marcos, y no mayor que 15% en estructuras a base de muros.

Límites de deformación.

La deformación angular de entrepiso de una estructura ante un análisis sísmico lineal deberá limitarse a ser menor que $1/200$ rad.

2.4 Diseño para aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia.

Estado de esfuerzos para diseño.

El estado de esfuerzos para asegurar la formación del mecanismo de fluencia se obtendrá empleando el límite superior de resistencia en los elementos que se proyecta la formación de articulación plástica. Se lleva a cabo un análisis pseudo-estático no-lineal, incrementando la fuerza lateral hasta la formación del mecanismo de fluencia. El estado de esfuerzos obtenido de este análisis se modificará considerando los siguientes efectos:

- (a) Efecto del comportamiento dinámico
- (b) Efecto de incidencia de fuerza sísmica en dos direcciones

Análisis no-lineal

Tomando en cuenta las características de comportamiento elásto-plástico de los elementos estructurales, se realiza el análisis pseudo-estático no-lineal para determinar el estado de esfuerzos a la formación del mecanismo de fluencia. Adicionalmente, se considerarán las siguientes hipótesis:

- (a) La distribución de la fuerza sísmica lateral será en forma de triángulo invertido. Por medio de métodos paso a paso o de trabajo virtual, se resolverá la ecuación de equilibrio.
- (b) En el cálculo del límite superior de resistencia de los elementos donde se proyecta la formación de articulaciones plásticas, se empleará el acero de refuerzo propuesto en el prediseño.
- (c) Las losas de cada nivel se considerarán como elementos rígidos.
- (d) La rigidez no-lineal del elemento se calculará en base a la rigidez elástica y al refuerzo del mismo. Para materiales comúnmente empleados se puede emplear la ecuación propuesta por

Sugano-Aoyama[2]

$$\begin{aligned} K_y &= \alpha_y K_o \\ \alpha_y &= (0.043 + 1.64 \eta p_t + 0.043 a / D + 0.33 \eta_o) (d / D)^2 \\ \eta_o &= N / b D \sigma_B \end{aligned} \quad (5)$$

donde, K_y : rigidez secante al punto de fluencia por flexión del elemento; K_o : rigidez elástica del elemento; η : E_s/E_c , E_s y E_c son los módulos de Young del acero y concreto respectivamente; p_t : Porcentaje de acero de refuerzo en la sección; d : peralte efectivo del elemento; D : peralte total de la sección; a/D : Relación entre claro de cortante y peralte; N : fuerza axial de compresión en el elemento; σ_B : Resistencia a la compresión del concreto.

Amplificación de esfuerzos por efecto del comportamiento dinámico.

El coeficiente de incremento de momento y fuerza cortante por efecto del comportamiento dinámico en columnas y muros estructurales, a excepción de que se determine por medio de una investigación especial, se calcularán de la siguiente manera:

$$\omega_{ci} = 1.0 + (\Delta\omega_i / \phi_o) (\beta_{chi} / \beta_{ci}) \quad (6)$$

$$\omega_{wi} = 1.0 + (\Delta\omega_i / \phi_o) (\beta_{whi} / \beta_{wi}) \quad (7)$$

$\Delta\omega_i$ es el parámetro con que se considera el efecto de modos superiores en el nivel i , y se calcula

$$\begin{aligned} \Delta\omega_i &= 0.25 && (\text{para } i = 1) \\ &= 0.20 && (\text{para } 2 \leq i \leq n/2) \\ &= 0.20 + 0.10 (i - n/2) && (\text{para } i > n/2) \end{aligned} \quad (8)$$

donde, ω_{ci} , ω_{wi} : factores de amplificación de esfuerzos en columnas y/o muros del nivel i ; ϕ_o : factor de incremento de resistencia estructural por el límite superior de resistencia de los elementos ($=C_{1o}/0.25$); C_{1o} : Coeficiente de cortante basal al momento de formación del mecanismo de fluencia, al emplear el límite superior de resistencia en los elementos; β_{ci} , β_{wi} : porcentaje de fuerza cortante a resistir por efecto del modo fundamental en columnas y/o muros del nivel i ; β_{chi} , β_{whi} : porcentaje de fuerza cortante a resistir por efecto de modos superiores en columnas y/o muros del nivel i .

Amplificación por efecto de incidencia sísmica biaxial.

En el caso de columnas, el momento y/o el cortante de diseño se afectará por el factor de amplificación por comportamiento dinámico ω_{ci} , y este a su vez se afectará por el factor de seguridad ante efecto sísmico biaxial ψ_2 . El factor de seguridad ante efecto sísmico biaxial ψ_2 se tratará independientemente para cada eje de análisis, y por regla se considera igual a 0.10. La carga axial de diseño en columnas y muros se calculará considerando el 100% de los resultados del análisis plano en una dirección, adicionando el 50% de los resultados del análisis plano en la dirección ortogonal.

Deformación de seguridad estructural.

Los elementos estructurales en los que se proyecta la formación de articulaciones plásticas deberán diseñarse de modo que la capacidad de deformación plástica supere la deformación de seguridad estructural. La deformación de seguridad estructural de los elementos tiene relación directa con la deformación por seguridad estructural de la estructura en su conjunto, por lo tanto se obtendrá del análisis pseudo-estático no-lineal.

3. DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL.

3.1 Determinación de las secciones transversales.

Hipótesis básicas para la determinación de la resistencia última a flexión.

- + Las deformaciones en el concreto y el acero en cualquier punto de la sección transversal serán proporcionales a la distancia de dicho punto al eje neutro.
- + La relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, tanto a tensión como a compresión, se considerará elástica para valores menores que los ilustrados en la Tabla-2. Para deformaciones mayores que las correspondientes a los esfuerzos ilustrados en la Tabla-2, el esfuerzo en el acero de refuerzo se tomará igual a la resistencia a la fluencia del material.
- + La relación esfuerzo-deformación del concreto se obtendrá empleando modelos adecuados (vrg. el modelo de Kent - Park.[3], Fig.5)

3.2 Resistencia esperada a la flexión.

La resistencia esperada a la flexión se calculará en base a las hipótesis que se indican:

- (a) La deformación del concreto en la fibra exterior a compresión de la sección transversal se considerará como 0.003. Para la resistencia del acero de refuerzo se considerarán los valores mostrados en la Tabla.2

Tabla.2 Resistencia del acero de refuerzo

Tipo de acero de refuerzo	Resistencia del material	
	(a) Resistencia esperada	(b) Límite superior de resistencia
corrugado 3000	1.0 σ_y	1.30 σ_y
corrugado 3500	1.0 σ_y	1.25 σ_y
corrugado 4000	1.0 σ_y	1.25 σ_y
corrugado alta	1.0 σ_y	-----

σ_y : límite inferior de fluencia probado del acero de refuerzo

- (b) El acero de refuerzo de losa que tenga la longitud de anclaje requerida y se encuentre en el ancho efectivo a considerar de la losa, podrá tomarse como parte del acero a tensión en su caso.
- (c) Podrá considerarse el acero de refuerzo colocado en varias capas.

3.3 Límite superior de resistencia a flexión.

El límite superior de la resistencia a flexión se calculará en base a las siguientes hipótesis:

- (a) La deformación del concreto en la fibra exterior a compresión de la sección transversal se tomará como 0.003 (un ejemplo en vigas se ilustra en la Fig.6). El límite superior de resistencia del acero de refuerzo se considerará conforme se indica en la Tabla.2
- (b) Cuando se traten secciones T o I, el ancho efectivo correspondiente a los patines se tomará como dos veces el considerado para el cálculo de la resistencia esperada. Igualmente, el acero de refuerzo de losa o muro se considerará en el cálculo.
- (c) El acero de refuerzo colocado en capas, o bien cualquier refuerzo que contribuya a resistir esfuerzos por flexión, deberán considerarse en el cálculo.

3.4 Límite de la carga axial permisible en elementos con posible formación de articulación plástica.

En elementos en los que por diseño se proyecta la formación de articulación plástica en el mecanismo de fluencia, deberán satisfacerse los siguientes límites requeridos para la carga axial:

- (a) La carga axial en columnas deberá satisfacer la ecuación (9)

$$- k_2 A_g \sigma_y \leq N_c \leq k_1 A_c \sigma_c \quad (9)$$

donde, N_c : carga axial de compresión en la columna, obtenida del diseño para aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia; A_c : Área de la sección transversal de la columna; A_g : área total del acero de refuerzo longitudinal a tensión efectivo en la columna; σ_y : resistencia esperada del acero de refuerzo longitudinal; k_1 : coeficiente por carga axial de compresión (=1/3).

En caso de cumplir los requisitos para confinamiento del acero lateral, k_1 puede considerarse como $2/3$; k_2 : coeficiente por carga axial de tensión ($= 3/4$).

(b) La carga axial en muros, por lo general deberá satisfacer la ecuación (10)

$$N_w \leq k_3 A_{core} \sigma_g - A_{ws} \sigma_{wyu} \quad (10)$$

donde, N_w : carga axial de compresión en el muro obtenida del diseño para aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia; A_{core} : área de la sección transversal de la columna ubicada en el extremo a compresión del muro; A_{ws} , σ_{wyu} : área y límite superior de resistencia del acero vertical colocado en la parte del muro; $k_3 = 2/3$ (en caso de cumplir los requisitos de confinamiento para el acero lateral, el valor de k_3 se puede considerar igual a la unidad).

3.5 Regulación sobre la estructuración.

Vigas.

El ancho de la viga será mayor a 25 cm. Para vigas en las que se proyectó la formación de articulaciones plásticas, el ancho de las mismas será mayor a $1/4$ veces su peralte.

El acero de refuerzo longitudinal será acero corrugado con diámetro mayor a 19 mm.

En vigas con articulaciones plásticas, el porcentaje de acero de tensión ρ_t , incluyendo la contribución del acero de la losa, será menor a 0.025. El área total del acero de refuerzo a compresión será mayor a 0.5 veces el área total del acero de refuerzo a tensión. ($\rho_t = A_t / b d$, A_t : área total del acero de refuerzo a tensión, b : ancho de la viga, d : peralte efectivo de la viga).

La colocación del acero de refuerzo podrá hacerse en dos capas máximo.

Columnas.

Cualquier de los lados o diámetro de columna deberá ser mayor a 40 cm. Para columna con formación de articulación plástica proyectada, el lado corto de columna será mayor a $1/3$ veces el lado largo de la misma.

El acero de refuerzo longitudinal será acero corrugado con diámetro mayor a 19 mm.

Muros.

La geometría transversal del muro estructural será en forma de I con columnas en los extremos. El ancho del muro será el valor mayor entre 15 cm y $1/20$ de la altura de entrepiso.

El acero de refuerzo a emplear en el muro será corrugado con diámetro mayor a 10 mm, se requiere que las cantidades de acero horizontal y vertical sean iguales. En zona de articulación plástica el acero de refuerzo deberá colocarse doble (en dos capas).

En el caso de proyectar una abertura en zona de articulación plástica, la abertura deberá hacerse al centro del muro lo más posible. La dimensión del hueco será tal que no provoque pérdida de monoliticidad en el muro.

4. DISEÑO ANTE FUERZA CORTANTE.

4.1 Método de diseño.

4.1.1 Fundamentos básicos del procedimiento de diseño.

El procedimiento de diseño ante fuerza cortante tiene por finalidad que la resistencia esperada de los elementos ante cortante, sea mayor que la fuerza cortante considerada en el diseño para aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia. También, para que los elementos donde se proyecta la formación de articulaciones plásticas tengan una capacidad de deformación plástica que supere al límite de deformación estructural para el mecanismo de fluencia. En el caso de columnas y vigas, se corrobora que la resistencia por adherencia del acero de refuerzo longitudinal sea mayor que el estado de esfuerzos de adherencia en el mismo, obtenido en el diseño para aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia.

4.1.2 Resistencia del acero de refuerzo por cortante.

En el cálculo de la resistencia por cortante, la resistencia del acero de refuerzo lateral deberá considerarse igual a la resistencia esperada del mismo.

4.2 Resistencia ante cortante de columnas y vigas.

La expresión para calcular la resistencia esperada ante cortante en columnas y vigas es como sigue

$$V_u = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D u \sigma_B / 2 \quad (11)$$

donde, $p_w \sigma_{wy} \leq u \sigma_B / 2$

$$\tan \theta = [(L / D)^2 + 1]^{1/2} - L / D$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} / (u \sigma_B)$$

$$\sigma_{wy} \leq 25 \sigma_B$$

σ_{wy} : resistencia del acero de refuerzo por cortante; b , j_t , D , L : son el ancho del elemento, distancia entre el centroide de los aceros de refuerzo a tensión y compresión, peralte total, y claro libre del elemento, respectivamente; p_w : porcentaje del acero de refuerzo por cortante. u es el coeficiente de resistencia a la compresión efectiva del concreto. ϕ representa el ángulo de inclinación de la zona de concreto a compresión componente del mecanismo de armadura (Fig.4.a). θ representa la inclinación del mecanismo de arco (Fig.4.b). Los valores de u y ϕ se determina como se indica:

(a) Elementos estructurales en los que no se proyecta la formación de articulación plástica

$$u = 0.7 - \sigma_B / 2000 \quad (12)$$

$$\cot \phi = \min \{ 2.0, j_t / (D \tan \theta), [u \sigma_B / (p_w \sigma_{wy}) - 1]^{1/2} \} \quad (13)$$

(b) Para elementos en los que se proyecta la formación de articulación plástica al formarse el mecanismo de fluencia, el coeficiente de resistencia a la compresión efectiva del concreto u , se calculará conforme a la ecuación (14). El valor de $\cot \phi$ se obtendrá como el menor valor de los calculados empleando las ecuaciones (13) y (15). Sin embargo, en estas expresiones el valor de β será calculado empleando el valor de $\cot \phi$ correspondiente a la zona exterior a la articulación plástica, y el valor de $p_w \sigma_{wy}$ correspondiente a la zona de articulación plástica.

$$u = (1.0 - 15 R_p) (0.7 - \sigma_B / 2000) \quad 0 < R_p \leq 0.05$$

$$= 0.25 (0.7 - \sigma_B / 2000) \quad 0.05 < R_p \quad (14)$$

$$\cot \phi = 2.0 - 50 R_p \quad 0 < R_p \leq 0.02$$

$$= 1.0 \quad 0.02 < R_p \quad (15)$$

donde, R_p : deformación angular de la articulación plástica del elemento correspondiente a la deformación por seguridad estructural del elemento en todo su conjunto.

En la zona que tendrá comportamiento en el rango elástico, para elementos donde se proyecta la formación de articulación plástica, el cálculo de la resistencia al cortante se hará empleando el coeficiente de resistencia a la compresión efectivo del concreto calculado conforme la expresión (14). El valor de $\cot \phi$ se tomará como el menor de los calculados conforma las ecuaciones (13). Sin embargo, el valor de β se tomará igual al empleado para la zona de articulación plástica.

La confiabilidad del procedimiento de diseño presentado, se aprecia en la Fig 8, donde se comparan resistencias calculadas con resultados experimentales.

4.3 Resistencia ante cortante en muros estructurales.

La resistencia esperada a cortante de un muro estructural se puede calcular con la expresión (16)

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} u \sigma_B / 2 \quad (16)$$

donde,

$$p_s \sigma_{sy} \leq u \sigma_B / 2$$

$$\tan \theta = \{ [(h_w / l_{wa})^2 + 1]^{1/2} - h_w / l_{wa} \}$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (u \sigma_B)$$

σ_{sy} : resistencia del acero de refuerzo por cortante del muro ($\sigma_{sy} \leq 4000 \text{ kgf/cm}^2$); t_w : ancho del muro; p_s : porcentaje de refuerzo por cortante del muro; h_w : altura de diseño del muro (puede considerarse igual a la altura de entrepiso); ϕ : ángulo de inclinación de la zona de concreto a compresión en el mecanismo de armadura del muro ($\cot \phi = 1.0$); l_{wb} , l_{wa} : longitudes equivalentes del muro a considerar en los mecanismos de armadura y arco respectivamente.

En el cálculo de las longitudes equivalentes de muro para ambos mecanismos, la contribución de las columnas laterales puede considerarse, y se calculan como se indica:

$$l_{wa} = l_w' + D_c + \Delta l_{wa} \quad (17)$$

$$l_{wb} = l_w' + D_c + \Delta l_{wb} \quad (18)$$

donde, l_w' : longitud del muro comprendido entre las columnas laterales; D_c : Peralte de las columnas laterales; Δl_{wa} , Δl_{wb} : incremento de la longitud efectiva de muro que se valúa conforme las expresiones (19) y (20)

$$\begin{aligned} \Delta l_{wa} &= A_{ce} / t_w & A_{ce} &\leq t_w D_c \\ &= [D_c + (A_{ce} D_c / t_w)^{1/2}] / 2 & A_{ce} &> t_w D_c \end{aligned} \quad (19)$$

$$\begin{aligned} \Delta l_{wb} &= A_{ce} / t_w & A_{ce} &\leq t_w D_c \\ &= D_c & A_{ce} &> t_w D_c \end{aligned} \quad (20)$$

A_{ce} : Área de la sección transversal de la columna lateral, a calcular según la expresión (21).

$$A_{ce} = A_c - N_{cc} / \sigma_B \quad A_{ce} \leq 3 t_w D_c \quad (21)$$

A_c : área de la sección transversal de la columna lateral sujeta a compresión; N_{cc} : carga axial en la columna lateral del nivel superior a diseñar, obtenida del análisis de esfuerzos para el diseño por aseguramiento de formación del mecanismo de fluencia.

Para cuantificar el coeficiente de resistencia a la compresión efectiva del concreto para diseño ante fuerza cortante en muros estructurales, se plantea el siguiente procedimiento:

En la zona donde no se prevé comportamiento plástico del concreto en el muro, u se valuará conforme la expresión (12). Para la región o el elemento donde se proyecta la formación de articulación plástica, el valor de u para el cálculo de resistencia al cortante se tomará como sigue.

$$\begin{aligned} u &= 0.7 - \sigma_B / 2000 & R_u &< 0.005 \\ &= (1.2 - 40 R_u) (0.7 - \sigma_B / 2000) & 0.005 &\leq R_u < 0.02 \\ &= 0.4 (0.7 - \sigma_B / 2000) & 0.02 &\leq R_u \end{aligned} \quad (22)$$

donde, R_u : deformación de seguridad estructural del muro.

En muros estructurales, el porcentaje mínimo de refuerzo ante fuerza cortante no será menor a 0.0025. Para las columnas laterales, en elementos donde se proyecta la formación de articulación plástica, el porcentaje de acero de refuerzo ante cortante no será menor a 0.003.

5. DISEÑO POR ADHERENCIA ENTRE ACERO DE REFUERZO Y CONCRETO.

5.1 Esfuerzos de adherencia empleados para diseño.

Los esfuerzos de diseño por adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto circundante, se calculan

empleando la expresión (23). Sin embargo, para elementos donde se proyecta la formación de articulación plástica en un solo extremo, o no se proyecta la formación de ninguna, los esfuerzos por adherencia serán el valor menor proporcionado por las expresiones (23) y (24).

$$\pi = d_b \Delta \sigma / [4 (L - d)] \quad (23)$$

$$\pi = b \text{ pwt } \sigma_{wy} \cot \phi / \Sigma \psi \quad (24)$$

donde, $\Delta \sigma$: es la diferencia del estado de esfuerzos en ambos extremos del acero de refuerzo longitudinal obtenido durante el diseño para aseguramiento de formación del mecanismo de fluencia. Cuando en ambos extremos se presente articulación plástica $\Delta \sigma = 2 \sigma_{yu}$, cuando solo en un extremo se presente articulación plástica $\Delta \sigma = \sigma_{yu} + \sigma_y$, finalmente, en el caso de no presentarse articulación plástica $\Delta \sigma = 2 \sigma_y$. Aquí, σ_{yu} y σ_y son el límite superior de resistencia y la resistencia esperada, respectivamente, del acero de refuerzo longitudinal. También, d_b : diámetro del acero de refuerzo; $\Sigma \psi$: sumatoria del perímetro de todo el acero de refuerzo. L, b, d : longitud o claro libre del elemento, ancho y peralte efectivo del elemento, respectivamente; pwt, σ_{wy} , ϕ : porcentaje de acero de refuerzo empleado para el diseño ante cortante en el centro del claro del elemento, resistencia del acero de refuerzo de cortante, ángulo de inclinación del concreto a compresión componente del mecanismo de armadura en el elemento, respectivamente.

5.2 Resistencia de adherencia.

La resistencia ante problemas de adherencia en columnas y/o vigas estructurales se puede cuantificar empleando la expresión (30). Sin embargo, para el refuerzo longitudinal colocado en la parte superior de vigas, el valor calculado con la expresión (30) será penalizado 0.80 veces.

$$\pi_{bu} = (1.2 + 5 \text{ pw}' b / d_b) (\sigma_B)^{1/2} \quad (30)$$

donde, pw' : porcentaje de acero de refuerzo lateral colocado en la perímetro exterior de la sección transversal.

6. UNION VIGA - COLUMNA.

6.1 Objetivo del procedimiento de diseño.

La unión viga - columna se diseñará con el propósito de no presentar falla durante la formación del mecanismo de fluencia hasta alcanzar la deformación de seguridad estructural. Igualmente, ante la incidencia de carga cíclica no se deberá presentar degradación notable de la rigidez o adelgazamiento de la curva histerética de respuesta (pinching).

6.2 Procedimiento de diseño ante fuerza cortante.

Por normatividad de diseño, la resistencia esperada ante cortante de la unión V_{ju} , deberá ser mayor que la fuerza cortante obtenida del estado de esfuerzos empleado en el diseño para aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia V_f .

La resistencia a cortante de la unión se obtiene con la expresión (31)

$$V_{ju} = \kappa \sigma_B b_j D_j \quad (31)$$

donde, κ : coeficiente que depende de la configuración de la unión según la dirección de la carga incidente considerada, para unión interna con forma de + se toma 0.30, para unión exterior con forma de T o L se toma 0.18; D_j : peralte de la columna, o bien la distancia entre el paño de columna y el punto de doblez del acero de refuerzo longitudinal de la viga, b_j : ancho efectivo de la unión a calcular con la expresión (32)

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad (32)$$

donde, b_b : ancho de la viga; b_{a1} : el menor valor de $b/2$ y $D/4$; b_i : distancia entre las caras laterales de

viga y las caras laterales de la columna; D: peralte de la columna (para mayor claridad de la simbología consultar la Fig.9).

El refuerzo lateral p_{jh} en la unión deberá cumplir con los siguientes aspectos: el porcentaje de acero de refuerzo lateral deberá ser mayor a 0.002, exceptuando que se cumpla con la expresión (33)

$$p_{jh} \geq 0.003 V_j / V_{ju} \quad (33)$$

6.3 Anclaje del acero de refuerzo de columna y/o viga.

En extremos de vigas donde se proyecta la formación de articulaciones plásticas, se propone que el acero de refuerzo longitudinal de las mismas pase a través del núcleo de la columna, o en su defecto se ancle en el núcleo mismo. Para valuar la longitud de anclaje de los aceros de refuerzo tanto de vigas, como de columnas, en la unión, se considerará que dicha longitud inicia en las caras de cada elemento. El anclaje del refuerzo de viga en el núcleo de la columna se hará con un doblez de 90 grados, ubicando este doblez posterior al eje de columna.

7. COMENTARIO FINAL.

El trabajo presentado aquí consiste en una traducción resumida de la "Guía para Diseño Antisísmico de Estructuras de Concreto Reforzado Empleando el Concepto de Resistencia Última"(4), que como su nombre lo indica no son normativas, ni reglamentarias, pero que contribuyen a disipar dudas y mostrar caminos para lograr diseños lógicos, razonados y económicos.

Es claro que aún permanecen muchos aspectos inconclusos, como son entre otros la determinación del sismo de diseño, la relación entre la cantidad de deformación plástica y las características del sismo de diseño, la cuantificación del factor de seguridad ante la incidencia de un sismo dado, la posibilidad de extender una guía o criterios de diseño como lo aquí presentado a estructuras irregulares o especiales. Sin embargo, es loable y de mucha utilidad la publicación de documentación como la mostrada en la referencia [4], ya que es producto de años de intensa investigación en el área de concreto reforzado.

Referencias.

- [1] Aoyama H., "Recent Development in Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings in Japan", Proceeding of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, Nov.20-23, 1991. Auckland, New Zealand
- [2] Sugano S., "Estudio sobre las características fuerza-deformación de elementos de concreto reforzado", Concrete Journal. Vol.11, No.2, 1973. pp.1-9 (en Japonés).
- [3] Park, R., Priestley, N. and Gill W., "Ductility of square-confined concrete columns", Proc. ASCE, Vol 108, No.ST4, April, 1982
- [4] Instituto de Arquitectos de Japón, "Guía Para el Diseño Antisísmico por Resistencia Última de Estructuras de Concreto Reforzado", 1990/Nov (en Japonés)

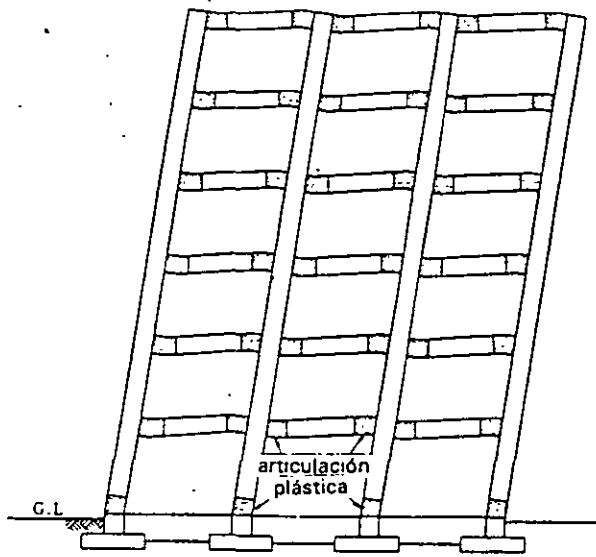


Fig.1 Mecanismo de fluencia de la estructura en base a plastificación en vigas

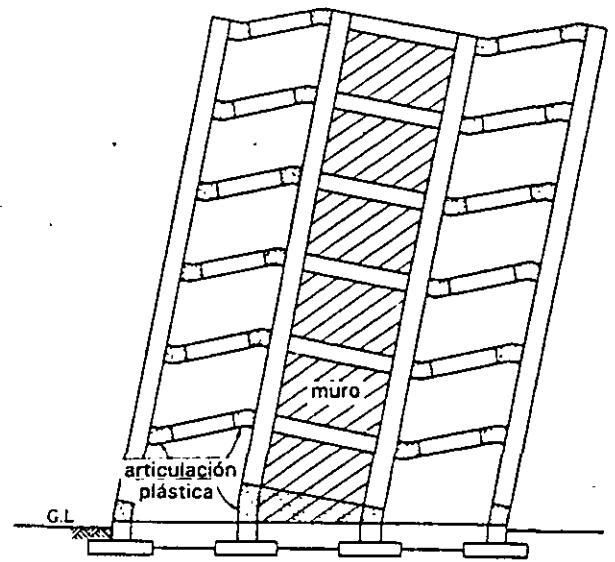


Fig.2 Mecanismo de fluencia de la estructura en base a plastificación de la base del muro

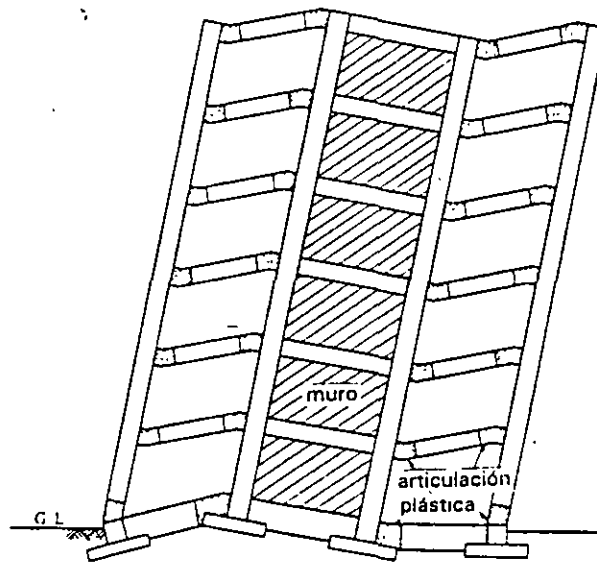


Fig.3 Mecanismo de fluencia de la estructura en base a plastificación de la contratrabe de cimentación

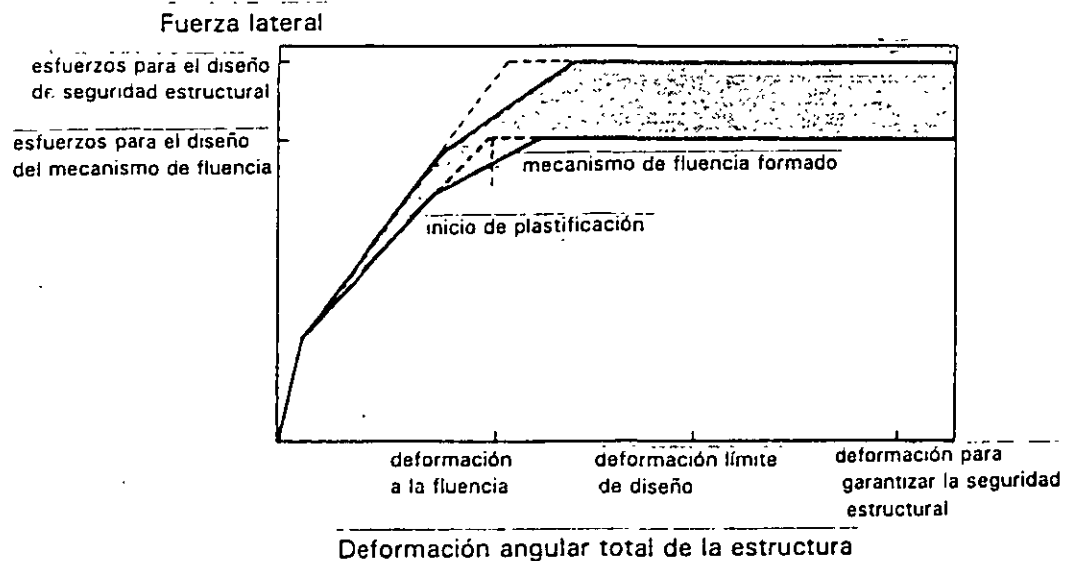


Fig.4.a Representación de los esfuerzos y deformaciones de diseño

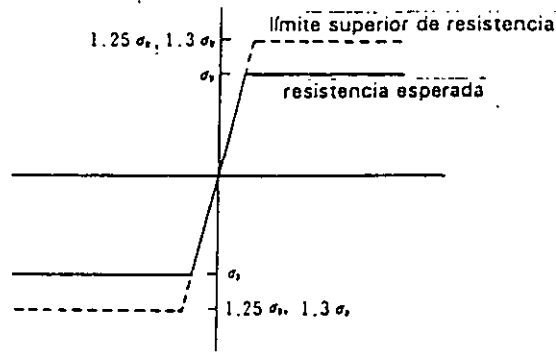


Fig.4.b Hipótesis en la relación esfuerzo-deformación del acero

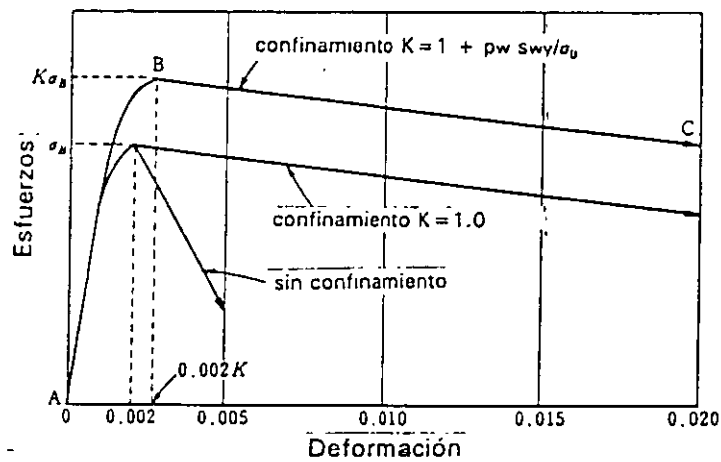


Fig.5 Relación esfuerzo-deformación del concreto confinado [3]

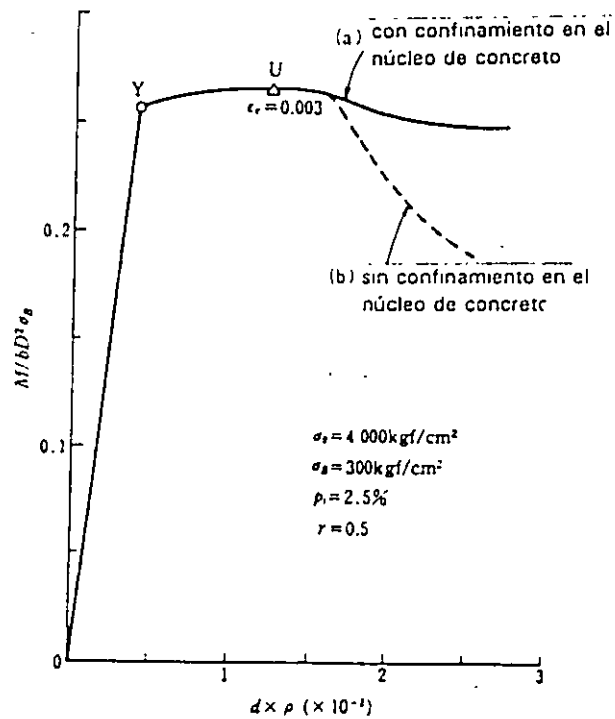


Fig.6 Relación momento - curvatura (calculado)

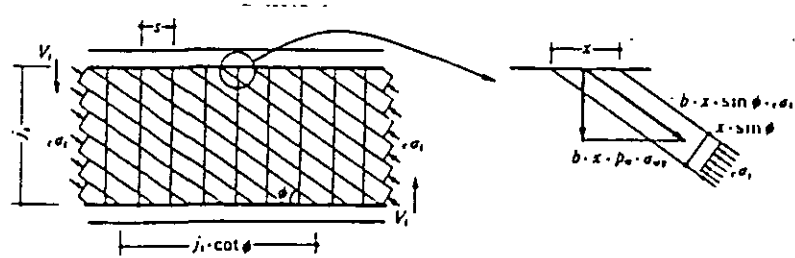


Fig.7.a Equilibrio de fuerzas para el mecanismo de armadura

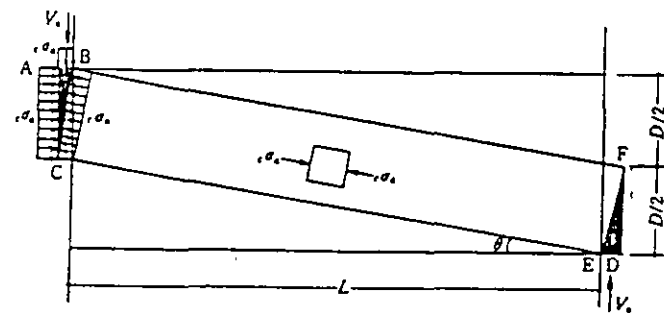


Fig.7.b Equilibrio de fuerzas para el mecanismo de arco

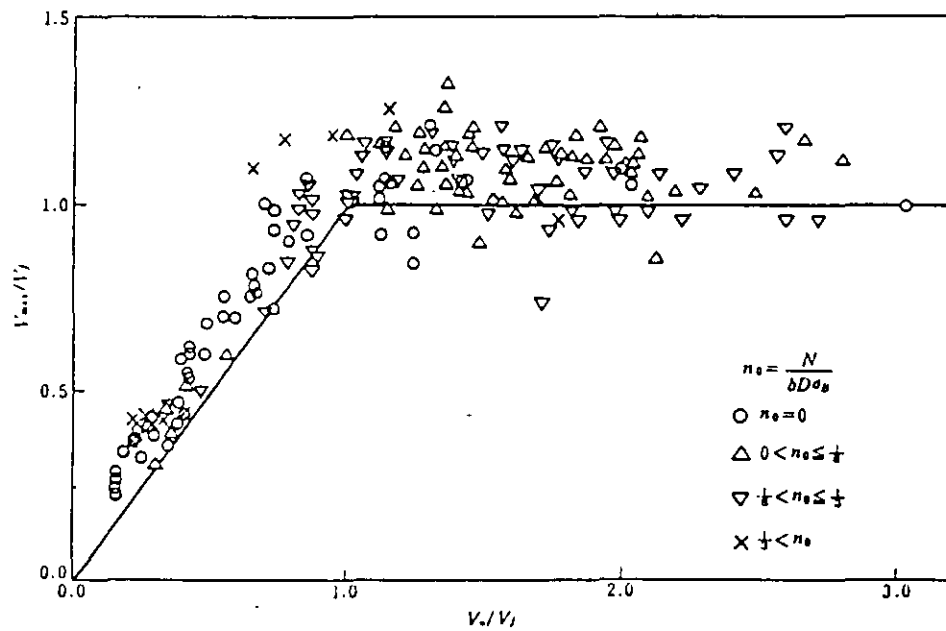
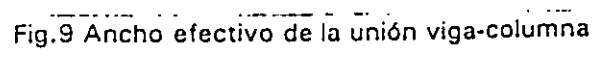


Fig.8 Comparación de valores de resistencia al cortante calculados con las expresiones expuestas, y resultados experimentales





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

INSTALACIONES ELÉCTRICAS INDUSTRIALES

TEMA :

**INTERPRETACIÓN Y APLICACIÓN DE LAS TARIFAS
ANEXO**

**ING. EFRAÍN CABRERA VEGA
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**



DERECHOS DE SERVICIOS COMUNES DE ILUMINACION Y BOMBEO

DSCIB

ESTABLECIDO CON UNIDADES HABITACIONALES A TRAVES DE UN CONVENIO DE PRORRATEO, PARA EL PAGO POR CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA CONSUMIDA POR EL EQUIPO DE BOMBEO E ILUMINACION MEDIANTE CARGOS QUE SE APLICARAN EN FORMA BIMESTRAL, A LAS FACTURAS DE LOS CONSUMOS DE CADA UNO DE LOS CONVENIOS.



DERECHO DE ALUMBRADO PUBLICO

DAP

***ESTABLECIDO EN ALGUNAS ENTIDADES FEDERATIVAS, MEDIANTE
DECRETOS LOCALES, SE CALCULA APLICANDO EL PORCENTAJE APROBADO
EN CADA ESTADO A LA FACTURACION NETA BONIFICADA (NO ES GRAVADO
POR EL I.V.A).***



D.A.P. (DERECHOS POR ALUMBRADO PUBLICO)

TARIFA	HIDALGO VIGENCIA	PUEBLA VIGENCIA
TFA-01	88/07/15 5%	OCT/87 6.5%
TFA-02	88/07/15 5%	OCT/87 6.5%
TFA-03	88/07/15 1.5%	OCT/87 6.5%
TFA OM Y HM	88/07/15 1.5%	OCT/87 2%
TFA HS, HT, HSC Y HTL	88/07/01 1.5%	-

TARIFA	MORELOS VIGENCIA	EDO. DE MEX. VIGENCIA
TFA-01	OCT-87 10%	90/05/01 7%
TFA-02	OCT-87 10%	90/05/01 7%
TFA-03	OCT-87 10%	90/05/01 7%
TFA OM Y HM	OCT-87 7%	90/05/01 2.5%
TFA HS, HT, HSC Y HTL	OCT-87 7%	90/05/01 2.5%



**SUBDIRECCIÓN DE DISTRIBUCIÓN
Y COMERCIALIZACIÓN**

**COMPARACIÓN ECONÓMICA
TARIFA 3 -VS- TARIFA OM**

TARIFA 3

APORTACIÓN BAJA TENSIÓN

+ VALOR PRESENTE

(COSTO ENERGÍA ELÉCTRICA EN TARIFA 3)



SUBDIRECCIÓN DE DISTRIBUCIÓN Y COMERCIALIZACIÓN

COMPARACIÓN ECONÓMICA TARIFA 3 -VS- TARIFA OM

TARIFA OM

**INVERSIÓN EN SUBESTACIÓN
+ APORTACIÓN MEDIA TENSIÓN
+ VALOR PRESENTE**

**(COSTO ENERGÍA ELÉCTRICA EN TARIFA OM
+ GASTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
SUBESTACIÓN + OTROS GASTOS)**

COMPARACION ECONOMICA TARIFA 03 A TARIFA OM

CTA: 42-19-625-1475-1

TARIFA	COSTO \$/KWH ABRIL 98	COSTO \$/KW ABRIL 98	COSTO \$/KW MAYO 98	COSTO \$/KW MAYO 98
03	0.5679	89.849	0.57221	90.532
OM	0.34975	46.785	0.34521	46.177

TARIFA 03	
PERIODO	98-04-29 98-05-29
CONSUMO	22,920 KWH
DEMANDA MAXIMA	53 KW
FACTOR DE POTENCIA	0.91976
IMPORTE FACTURADO	\$20,320.45

TARIFA OM	
PERIODO	98-04-29 98-05-29
CONSUMO	22,920 KWH
DEMANDA MAXIMA	53 KW
FACTOR DE POTENCIA	0.91976
IMPORTE FACTURADO	\$11,772.20

PORCENTAJE DE INCREMENTO 7.933

CURVA DE DEMANDA DIARIA

HORARIO DE VERANO
LUNES A VIERNES

DEMANDA
KW

BASE

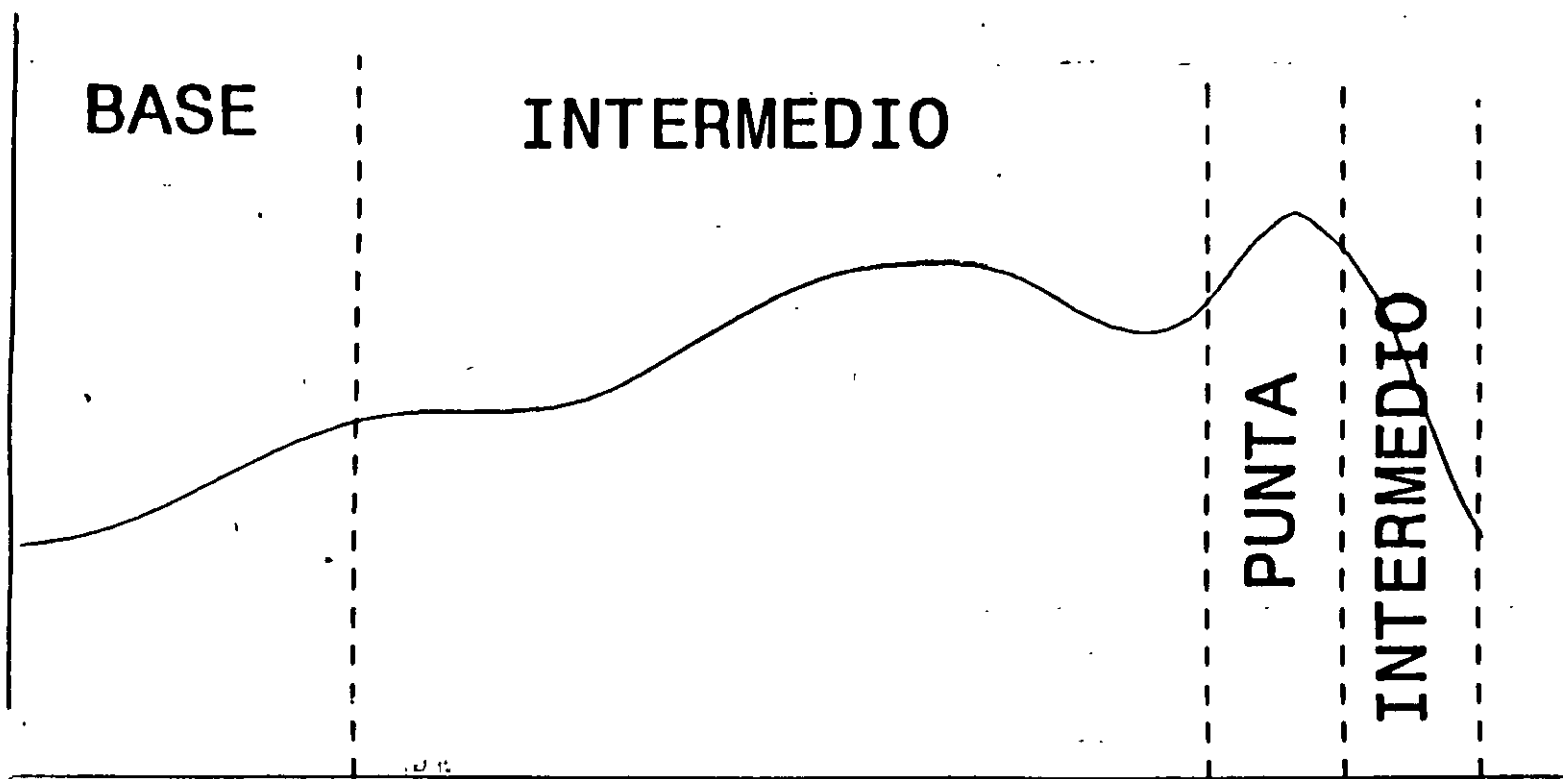
INTERMEDIO

PUNTA

INTERMEDIO

0 02 04 06 08 10 12 14 16 18 20 22 24

HORAS





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS**

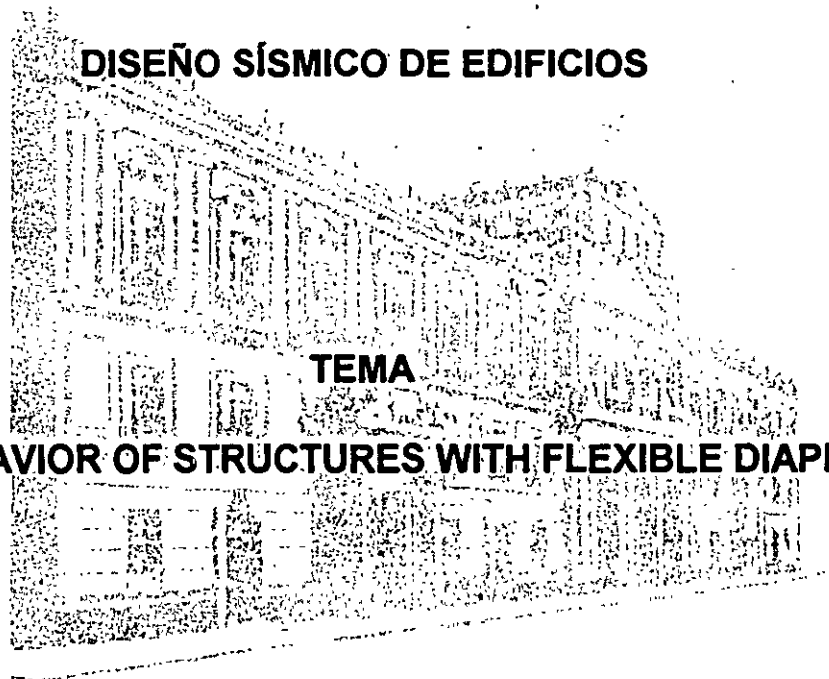
XXV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO V

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA

SEISMIC BEHAVIOR OF STRUCTURES WITH FLEXIBLE DIAPHRAGMS



**DR. ARTURO TENA COLUNGA
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

SEISMIC BEHAVIOR OF STRUCTURES WITH FLEXIBLE DIAPHRAGMS

By Arturo Tena-Colunga¹ and Daniel P. Abrams,² Members, ASCE

ABSTRACT: The influence of floor flexibility on the seismic response of building structures is discussed through comparison of the computed seismic response for structures with flexible diaphragms and counterpart structures with rigid diaphragms. Case studies of three existing buildings with flexible diaphragms and analogous systems with rigid diaphragms are presented to illustrate these differences. Each building was subjected to the 1989 Loma Prieta Earthquake. The structures were: (1) A two-story firehouse in Gilroy with unreinforced masonry walls; (2) a two-story timber office building in Palo Alto with grouted and reinforced clay-unit masonry shear walls; and (3) an eight-story hotel in Oakland with unreinforced clay-unit masonry and reinforced-concrete shear walls. The analytical studies show that, in some cases, diaphragm and shear-wall accelerations can increase with the flexibility of the diaphragm. Torsional forces can reduce considerably as diaphragm flexibility increases. Further, approximate expressions prescribed in current seismic codes can underestimate the period of vibration of systems with flexible diaphragms.

INTRODUCTION

Structures with flexible floor systems behave differently under dynamic lateral loading than structures with rigid diaphragms. The American Plywood Association (APA 1983) recognizes this fact by publishing a design guide that discusses procedures for determining and distributing seismic forces using flexible plywood diaphragms. The ABK Methodology ("Methodology" 1984) recommends analytical procedures for the horizontal displacement control of flexible diaphragms that are based on dynamic testing and modeling. Recommendations for the seismic evaluation of URM buildings with flexible diaphragms contained in the Uniform Code for Building Conservation ("Seismic" 1994) were derived from the ABK research as were similar provisions included in FEMA 178 ("Evaluation" 1992). The *Uniform Building Code* (UBC) (1994) contains provisions for the seismic design of newly constructed building systems that consider flexible-diaphragm behavior. In Section 1628.5, a statement is made that story shear force shall be distributed to various elements in proportion to their relative rigidities, considering the rigidity of the diaphragm. Diaphragms are to be considered flexible when the diaphragm deflection exceeds twice the story drift. Torsional effects are addressed in UBC Section 1628.6 only for the case when diaphragms are not flexible. Diaphragm deflections shall not exceed permissible deflections of attached elements per Section 1631.2.9.

The concept that building structures with flexible diaphragms behave differently from systems with rigid diaphragms is fundamental. However, flexible-diaphragm systems are still analyzed with criteria and recommendations developed for structures with rigid diaphragms. This practice is not necessarily conservative. As discussed in this paper, structures with flexible diaphragms can experience higher accelerations and displacements than structures with rigid diaphragms, and their fundamental periods of vibration can be significantly longer.

In moderate and strong earthquakes, a number of timber diaphragms may be forced to develop their full strength as they are deformed past the proportional limit. When this hap-

pens, dynamic response will be nonlinear as the diaphragms tend to degrade in stiffness. In such case, the lateral force applied to a shear wall will not exceed the strength of the diaphragm, and it is feasible to simply apply lateral forces to a wall that are equal to the diaphragm strength (as prescribed by the ABK method). Because diaphragm damage was not observed in the three subject buildings described in the following sections, diaphragms were modeled with linear elements. Conclusions drawn from this study are applicable only to elastic diaphragms.

SUBJECT BUILDINGS

Three existing buildings, which were subjected to the 1989 Loma Prieta Earthquake were selected for analytical investigation. Each building system consisted of lateral-force-resisting elements of masonry and flexible floor and roof diaphragms of timber. The seismic response of each building system is computed and compared with measured accelerations when available. The response of analogous, hypothetical systems with rigid diaphragms are then computed to contrast the response of actual systems with flexible diaphragms.

Firehouse in Gilroy

The first subject building is a two-story former firehouse, located in Gilroy, California (Fig. 1). The town of Gilroy is approximately 25 km south east of Loma Prieta. The structure was built in 1892 and is one of the first instrumented unreinforced masonry buildings to be subjected to a moderate earthquake. The firehouse is a box-type structure, where the lateral-force-resisting elements are unreinforced masonry brick walls tied together with flexible timber floor and roof diaphragms (Fig. 2). The building was rehabilitated before the 1989 earth-



FIG. 1. South Elevation of Gilroy Firehouse

¹Coordinator of Struct., Centro de Investigación Sísmica, A.C. Fundación Javier Barros Sierra, 14200 México DF, Mexico.

²Prof., Dept. of Civ. Engrg., Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL 61801.

Note. Associate Editor: Nicholas P. Jones. Discussion open until September 1, 1996. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on March 16, 1994. This paper is part of the *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 4, April, 1996. ©ASCE, ISSN 0733-9445/96/0004-0439-0445/\$4.00 + \$.50 per page. Paper No. 8045.

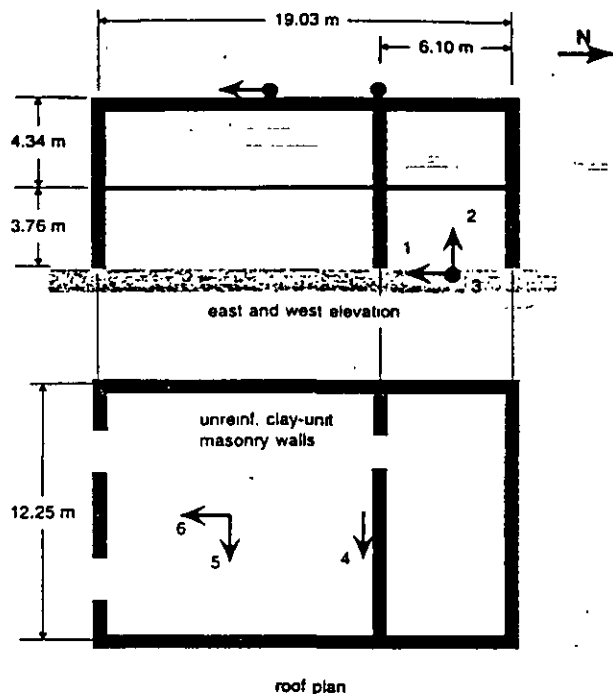


FIG. 2. Accelerometer Locations for Gilroy Firehouse

quake by adding plywood sheets to diagonal sheathing (25 × 101 mm). The plywood thickness is 13 mm for all spans except the south diaphragm at the first floor, which is 16-mm thick.

All unreinforced masonry walls are three wythes of clay-unit brick laid in running bond with header units at every fifth course. Typical wall thickness is 305 mm. The thickness of the south wall varies from 305 mm around the window openings to 406 mm and 432 mm at the exterior piers. Mortar is in good condition, and was made with sand, hydrated lime, and some cement. Bed and head joints are 12-mm thick. The floor, ceiling, and roof diaphragms are tied to the masonry walls with 19-mm diameter steel rods that are anchored in the exterior wythes with a hook. The building is founded on spread footings.

The building was instrumented by the California Strong Motion Instrumentation Program (CSMIP) with six accelerometers (Shakal et al. 1989). During the Loma Prieta Earthquake, recorded ground accelerations in the east-west direction were as high as 0.29g (sensor 3, Fig. 2). East-west accelerations were as high as 0.79g at the midspan of the roof diaphragm and 0.41g at the top of the central wall (sensors 5 and 4, respectively). The structure withstood the earthquake with little damage for reasons discussed in Tena-Colunga and Abrams (1992).

Office Building in Palo Alto

The second subject building is a two-story office building (Fig. 3) in Palo Alto, California (50 km north of Loma Prieta), which was built in 1974. The lateral-force-resisting system consists of two grouted and reinforced, clay-unit masonry walls at the north and south ends. Flexible floor and roof diaphragms span between each wall (Fig. 4). The second floor consists of 38-mm-thick lightweight concrete over 19-mm-thick Douglas Fir plywood mounted on 914-mm open truss joists running in the east-west direction every 610 mm. Two interior glulam beams (130 × 381 mm) running in the north-south direction and four exterior glulam beams (130 × 419 mm) complete the floor system. The roof diaphragm is more flexible than the first-floor diaphragm, with 13-mm-thick plywood and deep interior and exterior timber beams running in



FIG. 3. Southwest Elevation of Palo Alto Office Building [from Shakal et al. (1989)]

both directions. The aspect ratio of both diaphragms (length/width) is 1.87.

The L-shaped masonry walls are 305-mm thick. Grout has been placed within a 178-mm cavity between the two wythes. Clay-masonry units are grade MW and are laid in running bond with a type S mortar. Walls are reinforced with No. 4 bars at 305 mm in both horizontal and vertical directions. Additional vertical reinforcing bars were provided at the corners. All reinforcement steel was specified to be Grade 40, and the length of lap splices was specified at 50-bar diameters. Diaphragms are tied to the walls at ledgers with 19-mm-diameter steel rods that are anchored with a hook to the grouted collar joint. These ledgers are nominally placed every 610 mm in both directions. Plywood is connected to the ledgers with nails.

The gravity-load system consists of tubular steel columns (89-mm diameter) and exterior glulam columns. The building is founded on spread footings.

The building was instrumented by CSMIP with seven accelerometers. Recorded ground accelerations during the Loma Prieta Earthquake were as high as 0.21g (sensor 3, Fig. 4), and roof accelerations were as high as 0.34g at the north wall and 0.55g at the midspan of the diaphragm (sensors 4 and 5, Fig. 4). The office building sustained the earthquake with no

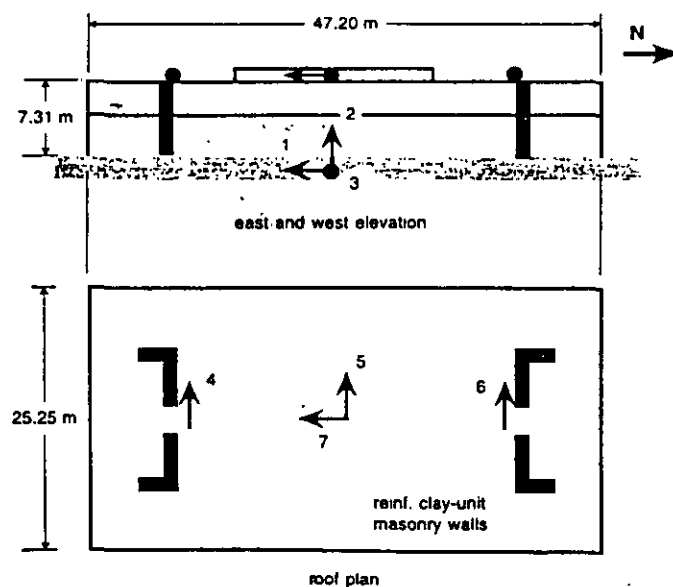


FIG. 4. Accelerometer Locations for Palo Alto Office Building

damage. The structure has been the subject of a detailed investigation described in Tena-Colunga and Abrams (1992c).

Hotel in Oakland

The Tourraine Hotel (Fig. 5) is a seven-story building located in downtown Oakland, California (76 km north of Loma Prieta) and constructed in 1914. The plan of the first floor is rectangular in shape, whereas the plan of the second through seventh floors is C-shaped (Fig. 5). The building is 30.5-m long on the north elevation (Fig. 6), 18.3-m wide on the east elevation, and 28.1-m tall.

The lateral load system consists of unreinforced masonry and lightweight reinforced-concrete shear walls with flexible wood diaphragms. The east and north facade walls are 356-mm-thick clay-unit masonry walls, whereas the south and west property-line walls are 203-mm-thick lightweight concrete walls with brick veneer. The vertical load-carrying system consists of steel frames with semirigid connections encased into the masonry and reinforced-concrete walls. All steel connections are riveted and consist of clip angles at the top and bottom of beams for connections to columns.

Floor systems are 19-mm-thick plywood diaphragms, with rough timber floor joists (76×330 mm) supported on steel beams. Typical floors have 25×102 mm straight sheathing overlaid by 25×76 mm tongue and groove flooring. The second floor is sheathed with 25×152 mm diagonal sheathing. "Government" anchors were used to connect the floor systems to the exterior masonry walls. Two anchors per bay were typically used. Government anchors were also used as an extra tie between floor joists over interior beams. Ceilings are cement plaster on expanded metal lath attached directly to the underside of the ceiling joists. Typical partition-wall construction is plaster on metal lath over wood studs.

Moderate structural damage was observed following the Loma Prieta Earthquake. Diagonal shear cracks were observed at the second story piers of both the east and the north masonry walls, as well as between window openings on the south reinforced-concrete walls at the first and second stories. Extensive cracking was seen on the first-story piers encasing the steel columns, in particular at the northeastern corner of the building. Extensive damage was observed to the plaster on the first-floor ceiling. All floor systems were found in good condition after the earthquake. There was no evidence of foundation distress.



FIG. 5. Southeast Elevation of Tourraine Hotel

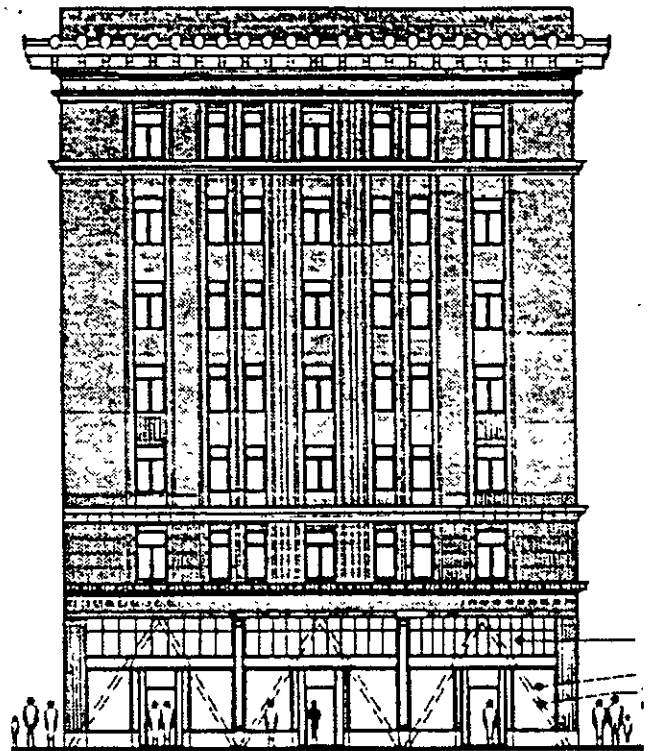


FIG. 6. North Elevation of Tourraine Hotel (Courtesy of URS Consultants)

Observed damage can be associated with the torsional flexibility of the building on the first story. North and east elevations consist of masonry facade walls that are discontinuous on the first story while south and west elevations consist of solid walls of reinforced concrete. The large eccentricity of the lateral forces about the center of stiffness resulted in substantial torsional forces, and thus damage to the corner elements.

ANALYTICAL STUDIES

Discrete, multidegree-of-freedom (MDOF) dynamic models were developed to study the measured dynamic response of the Gilroy firehouse and the Palo Alto office building. The MDOF dynamic model (Tena-Colunga 1992; Tena-Colunga and Abrams 1992) was based on linear masonry behavior and flexible and linear diaphragms. Soil flexibility was modeled with translational and rotational springs attached to the foundation. The 10-DOF and eight-DOF discrete models in Fig. 7 were used to represent the dynamic response of the firehouse in the east-west and north-south directions, respectively, whereas the six-DOF discrete models in Fig. 8 were used to model the dynamic response of the office building at Palo Alto in each direction. Acceleration and displacement histories were computed with these models and compared favorably against the measured seismic response in earlier studies. Then, models were used to estimate the dynamic response of the same building systems with rigid diaphragms so that correlations could be made between the two cases.

The seismic response of each of the three buildings was examined with respect to: (1) maximum lateral accelerations; (2) maximum lateral displacements; (3) torsional effects; and (4) natural periods.

Maximum Lateral Accelerations

Computed peak accelerations for flexible and rigid diaphragm systems are shown in Table 1 for the firehouse and in Table 2 for the office building.

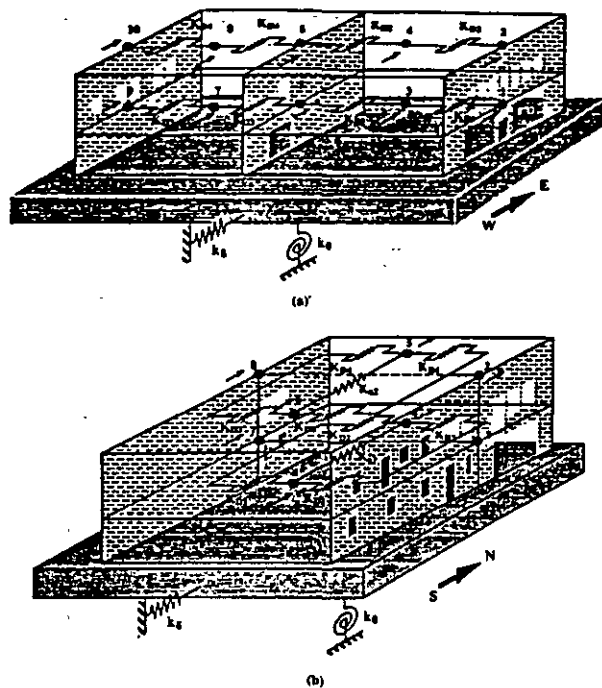


FIG. 7. Discrete Dynamic Models for Firehouse: (a) East-West Direction; (b) North-South Direction

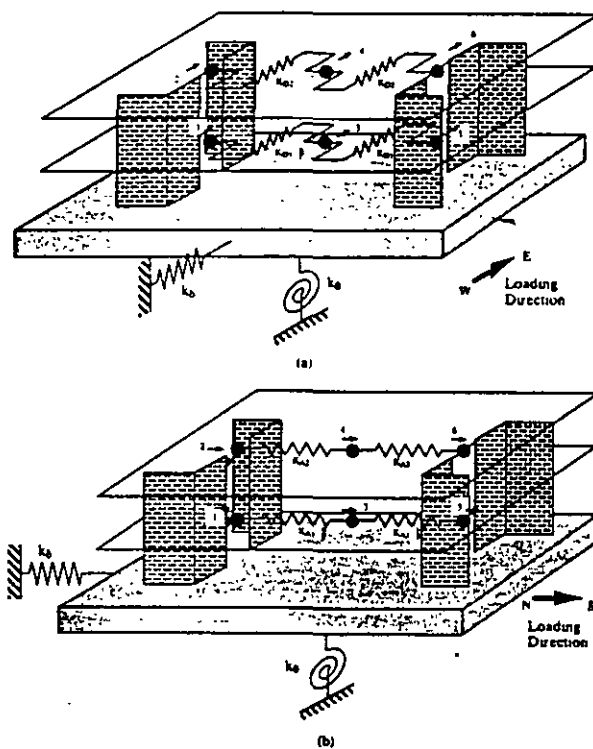


FIG. 8. Discrete Dynamic Models for Office Building: (a) East-West Direction; (b) North-South Direction

For a fixed-base condition, the assumption of flexible diaphragms can result in lower wall accelerations than the assumption of rigid diaphragms (0.15g versus 0.22g for the south wall of the firehouse). However, the opposite may be true when soil flexibility is considered. In this case, wall accelerations were computed to be larger with flexible diaphragms than with rigid diaphragms (0.40g versus 0.31g). Although the soil was identified as stiff, and the foundation consisted of spread footings, the consideration of foundation

TABLE 1. Roof Accelerations for Firehouse (g)

Element (1)	Flexible Diaphragms			Rigid Diaphragms	
	Measured (2)	Fixed base (3)	Flexible base (4)	Fixed base (5)	Flexible base (6)
(a) East-west direction					
South wall	—	0.15	0.40	0.22	0.31
Central wall	0.41	0.06	0.34	0.22	0.31
North wall	—	0.04	0.31	0.22	0.31
South diaphragm	0.79	0.55	0.79	0.22	0.31
North diaphragm	—	0.17	0.39	0.22	0.31
(b) North-south direction					
East wall	—	0.20	0.30	0.22	0.24
West wall	—	0.08	0.20	0.22	0.24
South diaphragm	0.55	0.44	0.54	0.22	0.24
North diaphragm	—	0.43	0.53	0.22	0.24

TABLE 2. Roof Accelerations for Office Building (g)

Element (1)	Flexible Diaphragms			Rigid Diaphragms	
	Measured (2)	Fixed base (3)	Flexible base (4)	Fixed base (5)	Flexible base (6)
(a) East-west direction					
South wall	0.32	0.06	0.21	0.17	0.21
North wall	0.34	0.06	0.21	0.17	0.21
Diaphragm	0.53	0.44	0.55	0.17	0.21
(b) North-south direction					
South wall	—	0.07	0.16	0.21	0.26
North wall	—	0.07	0.16	0.21	0.26
Diaphragm	0.36	0.37	0.45	0.21	0.26

flexibility was essential for good correlation with the measured dynamic response of the firehouse.

According to the model of the firehouse in the east-west direction, the most flexible wall [south wall, Fig. 7(a)] should accelerate slightly more than the adjacent parallel walls (0.40g versus 0.34g and 0.31g) when diaphragms and the soil are assumed to be flexible. Similar observations can be drawn in the north-south direction where the more flexible east wall should accelerate more than the west wall (0.30g versus 0.20g).

Flexible diaphragms should accelerate more than stiffer diaphragms. In the east-west direction, peak acceleration at the midspan of the south firehouse roof were measured to be the same 0.79g as computed, and was larger than the estimated acceleration for the shorter north diaphragm span (0.39g). These values should decrease to 0.31g with a rigid diaphragm according to the model.

The computed response of the office building (Table 2) infers similar, but less pronounced trends. Wall accelerations were computed to be much less with flexible diaphragms than with rigid diaphragms when a fixed-base condition was considered (0.06g versus 0.17g in the east-west direction), but were the same (0.21g in the east-west direction) for both rigid- and flexible-diaphragm assumptions when soil flexibility was considered. Roof accelerations were again much larger when diaphragms were considered to be flexible (0.55g versus 0.21g in the east-west direction).

Maximum Lateral Displacements

Computed peak deflections for flexible- and rigid-diaphragm systems are shown in Table 3 for the firehouse and in Table 4 for the office building.

TABLE 3. Roof Displacements for Firehouse (mm)

Element (1)	Flexible Diaphragms			Rigid Diaphragms	
	Measured (2)	Fixed base (3)	Flexible base (4)	Fixed base (5)	Flexible base (6)
(a) East-west direction					
South wall	—	5.1	21.8	2.0	14.5
Central wall	—	2.0	18.3	2.0	14.5
North wall	—	0.8	17.0	2.0	14.5
South diaphragm	—	22.1	40.6	2.0	14.5
North diaphragm	—	4.3	21.1	2.0	14.5
(b) North-south direction					
East wall	—	3.0	6.6	1.5	2.4
West wall	—	1.3	4.6	1.5	2.4
South diaphragm	—	12.4	16.3	1.5	2.4
North diaphragm	—	12.2	16.0	1.5	2.4

TABLE 4. Roof Displacements for Office Building (mm)

Element (1)	Flexible Diaphragms			Rigid Diaphragms	
	Measured (2)	Fixed base (3)	Flexible base (4)	Fixed base (5)	Flexible base (6)
(a) East-west direction					
South wall	—	1.3	5.1	1.5	4.6
North wall	—	1.3	5.1	1.5	4.6
Diaphragm	—	20.6	26.7	1.5	4.6
(b) North-south direction					
South wall	—	1.8	5.1	2.5	5.3
North wall	—	1.8	5.1	2.5	5.3
Diaphragm	—	12.7	16.3	2.5	5.3

According to the model, the most flexible wall of the firehouse (south wall) should deflect more than the adjacent parallel walls when a flexible diaphragm is assumed (2.18 cm versus 1.83 cm, and 1.70 cm for a flexible soil). With a rigid diaphragm, deflections of all walls should be equal by definition, and generally less than those for the flexible-diaphragm system, particularly when the soil is considered to be flexible. Diaphragm deflections should be much larger for flexible than for rigid systems; however, the ratio of diaphragm deflections for flexible and rigid systems should reduce as soil flexibility is increased. Similar, but less pronounced trends can be seen with computed displacements of the office building.

Although the analytical models only considered the in-plane masonry shear walls, diaphragm deflections will impose large deflections on the transverse walls. This action can result in significant tensile stresses normal to the bed joints, and may cause horizontal cracking at the brick-mortar interface. No damage of the firehouse was observed in this context because the imposed out-of-plane wall deformations were small. Finite-element idealizations of transverse bending in the south and east walls were done to identify critical tensile stresses normal to the head joints at times of peak displacement. Peak tensile stresses normal to the head joints were determined to be only slightly larger than the allowable working stresses prescribed by the 1994 UBC (Tena-Colunga and Abams 1992b).

Torsional Effects

The influence of diaphragm flexibility on torsional effects was examined using a three-dimensional finite-element model to study the vibrational characteristics of the firehouse. The finite-element code ABAQUS (1989) was used for the analyses with three-dimensional thick shell elements for the masonry

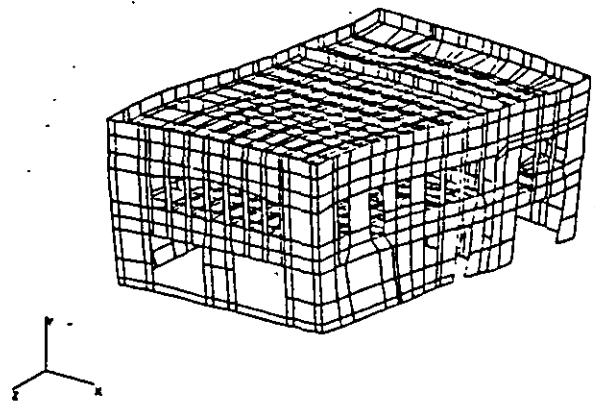


FIG. 9. Torsional Mode Shape for Firehouse

walls and diaphragms. The second global mode shape (Fig. 9) defined a torsional mode characterized by significant rotational components in the x-z plane. However, the influence of this mode was diminished as the flexibility of the diaphragm was increased. The associated modal masses in the north-south (the z direction) and the east-west (the x direction) were relatively low (0.7% and 7.5% of the total modal mass, respectively).

Another set of analyses was done considering rigid diaphragms. A matrix method was used to compute the torsional eccentricity of the structure (Damy-Rios and Alcocer 1987). The torsional eccentricities as fractions of the maximum plan dimension were, for the east-west direction: $e_x = 0.20L_1$ (first floor), $e_x = 0.23L_1$ (roof level), and $L_1 = 12.2$ m; and for the north-south direction: $e_z = 0.31L_2$ (first floor), $e_z = 0.14L_2$ (roof level), and $L_2 = 19.0$ m. The first two mode shapes and associated modal masses were computed using standard methods of structural dynamics. For the first mode, the associated modal masses were 52.7 and 29.9% of the total modal mass in the east-west and north-south directions, respectively, whereas for the second mode the associated modal masses were 32.9 and 47.7%. These analyses confirmed the high torsional coupling that the firehouse should have experienced if the diaphragms were considered to be rigid.

A computational study of the Oakland hotel structure also revealed the importance of a flexible diaphragm in reducing torsional effects. As for the firehouse, a three-dimensional finite-element model was used to define the vibrational characteristics of the hotel considering that the diaphragms were flexible or rigid. The first four modes computed for both diaphragm assumptions are summarized in Table 5. Modal masses are presented as a fraction of the total modal mass acting in the identified direction. Torsional coupling is much higher for the rigid-diaphragm assumption. For the first mode, the associated modal mass in the north-south direction decreased from 75.8% of the global mass to only 56.8% when the diaphragms were considered to be rigid. In addition, the associated modal mass in the orthogonal direction increased from 2.0 to 16.3% for this mode, which illustrates torsional

TABLE 5. Mode Shapes for Hotel

Mode (1)	FLEXIBLE DIAPHRAGMS				RIGID DIAPHRAGMS			
	Period (s) (2)	Associated Modal Mass			Period (s) (6)	Associated Modal Mass		
		x (3)	y (4)	z (5)		x (7)	y (8)	z (9)
1	1.11	0.02	0.00	0.76	0.97	0.16	0.00	0.57
2	0.80	0.83	0.00	0.02	0.43	0.58	0.01	0.25
3	0.49	0.01	0.00	0.07	0.27	0.14	0.00	0.06
4	0.40	0.00	0.04	0.00	0.20	0.02	0.56	0.03

coupling with the rigid-diaphragm idealization. This tendency was even more pronounced for the second mode.

Natural Period

For estimation of the fundamental period of vibration, most seismic codes do not differentiate between building systems with flexible diaphragms from those with rigid diaphragms.

Method A of the 1994 UBC code (Section 1628.2.2) is an approximate method intended for all buildings. The period estimate is given by Eq. (28-3) of the code, which for shear-wall systems (masonry or reinforced concrete) can be rewritten as

$$T = \frac{0.0743}{\sqrt{\sum A_i \left[0.2 + \left(\frac{D_i}{h_n} \right)^2 \right]}} h_n^{(3/4)} \quad (1)$$

where A_i = minimum cross-sectional shear area in any horizontal plane of a shear wall in the first story (in m^2); D_i = length of a wall in the direction parallel to the applied forces in the first story (in m); and h_n = height of the building (in m). The D_i/h_n ratio shall not exceed 0.9. This equation is based on experimental data from structural systems with rigid diaphragms, and may therefore be inaccurate for flexible-diaphragm systems. Method B of the 1994 UBC is based on the Rayleigh quotient and the fundamental period is determined using the structural properties and deformation characteristics of the resisting elements. If a suitable model is used for the analysis of structures with flexible diaphragms, the natural period estimate should be closely predicted using this method.

The National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) ("NEHRP" 1994) provisions state that the period of a building structure shall be based on established methods of mechanics and the properties of structural systems in the direction of analysis. The base of the building is assumed to be fixed. The natural period as calculated shall not exceed the approximate period of the structure as estimated with the following:

$$T \leq C_u T_a \quad (2)$$

where C_u = a coefficient for an upper limit on calculated period [Table 2.3.3, "NEHRP" (1994a)]; and T_a = approximate fundamental period of the building, which for a shear-wall building is computed as

$$T_a = 0.049 h_n^{(3/4)} \quad (3)$$

where h_n = height (in m) between the base and the highest level of the building. Eq. (3) is intended to give a conservative shorter period for use in estimating an equivalent base shear ("NEHRP" 1994b). Good correlations cannot necessarily be expected for structures with flexible diaphragms.

The 1994 NEHRP provisions also include soil-structure-interaction effects. The effective fundamental period of a building structure can be determined using Eq. 2.5.2.1.1-1 of the provisions, which is based on the ATC 3-06 document ("Tentative" 1978) and is reproduced as follows:

$$\bar{T} = T \sqrt{\left(1 + \frac{\bar{k}}{K_f} \right) \left(1 + \frac{K_f \bar{h}^2}{K_\theta} \right)} \quad (4)$$

where T = period as determined with (2); $\bar{k}$ = stiffness of a fixed-base building; $\bar{h}$ = effective height of the building or 0.7 times the total height; K_f = lateral foundation stiffness; and K_θ = rocking stiffness of the foundation. Because (4) includes the stiffness of the soil and structure, a period estimate is reasonably accurate if a suitable model is used for a flexible-diaphragm system.

TABLE 6. Fundamental Periods and Code Estimates (s)

Building (1)	Period (2)	UBCA (3)	UBCB (4)	NEHRP fixed base (5)	NEHRP with soil (6)
Firehouse, NS	0.325	0.154	0.321	0.234	
Firehouse, EW	0.453	0.138	0.453	0.234	
Office building, NS	0.367	0.210	0.350	0.216	0.370
Office building, EW	0.400	0.300	0.370	0.216	0.420
Hotel, NS	1.113	0.488	1.102	0.594	1.125
Hotel, EW	0.804	0.519	0.793	0.594	0.823

Periods of vibration per the UBC and NEHRP provisions are compared in Table 6 with the measured periods of the Gilroy firehouse and the Palo Alto office building. Periods were read from Fourier amplitude spectra computed from measured acceleration records. The computed fundamental period of the Oakland hotel from three-dimensional finite-element analyses was used in lieu of measured data. The UBC Method A and NEHRP fixed-base periods consistently provided shorter periods than were inferred from measurements or were computed. Furthermore, these period estimates differ substantially between themselves. Because the design spectra for both the UBC and the NEHRP provisions result in larger design forces as the natural period gets shorter (based on a stiff soil), the major effect of underestimating the natural period of a structure is that the base shear will be overestimated. Hence, the use of these approximate periods will be conservative. However, for softer soils, higher accelerations are expected for structures with periods in the medium range, and the underestimating period will not necessarily be conservative.

Period estimates based on the more rigorous code methods (UBC Method B and NEHRP with soil-structure interaction) were in close agreement with measured and finite-element method values. For these estimates, the discrete MDOF r (Figs. 7 and 8) were used to determine the structural properties of the building systems.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

The influence of floor flexibility was examined for building structures with either flexible or rigid diaphragms. The dynamic characteristics of three existing building systems with flexible diaphragms, and counterpart hypothetical systems with rigid diaphragms, were contrasted to help illustrate the significance of flexible-diaphragm behavior on seismic response.

Analytical studies suggested that, as diaphragm flexibility increases, diaphragm and shear-wall accelerations can increase in some cases. Flexible in-plane shear walls can vibrate at higher accelerations than stiffer walls in a flexible-diaphragm system. Design criteria based on rigid-diaphragm behavior is not necessarily conservative for flexible-diaphragm systems.

Torsional effects can be reduced considerably as the flexibility of the diaphragm is increased.

The fundamental period of building systems with flexible diaphragms is consistently longer than values estimated with simplified methods given by current seismic codes.

ACKNOWLEDGMENTS

The research was conducted at the Department of Civil Engineering of the University of Illinois at Urbana-Champaign and sponsored by the National Science Foundation under Grant No. BCS 90-03654. Appreciation is extended to Kurt Auslinger, owner of the Gilroy firehouse for providing essential information about this structure; to URS Con for sharing information regarding the Touraine Hotel; and to the California Strong Motion Instrumentation Program, for providing the acceleration records for the Gilroy firehouse and the Palo Alto office building.

APPENDIX I. REFERENCES

- ABAQUS user's manual, version 4.8. (1989). Hibbit, Karlsson & Sorensen Inc., Pawtucket, R.I.
- APA design/construction guide: diaphragms. (1983). American Plywood Association, Tacoma, Wash.
- Damy-Rios, J. E., and Alcocer, S. M. (1987). "Obtención del Centro de Torsión de Edificios." *Proc., VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, C-60-C-67.
- "Evaluation of unreinforced masonry bearing wall buildings." (1992). *NEHRP handbook for the seismic evaluation of existing buildings; FEMA 178*, Federal Emergency Mgmt. Agency (FEMA), Washington, D.C.
- Loma Prieta Earthquake reconnaissance report. (1990). *Earthquake Spectra*, Supplement to Vol. 6.
- "Methodology for mitigation of seismic hazards in existing unreinforced masonry buildings: the methodology." (1984). *ABK Tech. Rep.*, 08, El Segundo, Calif.
- "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings. Part 1: provisions." (1994a). *Federal Emergency Mgmt. Agency, Rep. No. 222A*, Build. Seismic Safety Council, Washington, D.C.
- "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings. Part 2: Commentary." (1994b). *Federal Emergency Mgmt. Agency, Rep. No. 223A*, Build. Seismic Safety Council, Washington, D.C.
- "Seismic strengthening provisions for unreinforced masonry bearing wall buildings." (1994). *UCBC Appendix C*, International Conference of Building Officials, Whittier, Calif.
- Shakal et al. (1989). "CSMIP strong-motion records from the Santa Cruz Mountains (Loma Prieta), California Earthquake of 17 October 1989." *Rep. OSMS 89-06*, Calif. Strong Motion Instrumentation Program, Sacramento, Calif.
- Tena-Colunga, A. (1992). "Seismic evaluation of unreinforced masonry structures with flexible diaphragms." *Earthquake Spectra*, 8(2), 305-318.
- Tena-Colunga, A., and Abrams, D. P. (1992a). "Response of an unreinforced masonry building during the Loma Prieta Earthquake." *Proc., IOWCEE, Vol. 1*, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 79-84.

- Tena-Colunga, A., and Abrams, D. P. (1992b). "Response of an unreinforced masonry building during the Loma Prieta Earthquake." *Struct. Res. Ser. No. 576*, Dept. of Civ. Engrg., Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Ill.
- Tena-Colunga, A., and Abrams, D. P. (1992c). "Response of an instrumented masonry shear wall building with flexible diaphragms during the Loma Prieta Earthquake." *Struct. Res. Ser. No. 577*, Dept. of Civ. Engrg., Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Ill.
- "Tentative provisions for the development of seismic regulations of buildings." (1978). *ATC Publ. ATC 3-06, NBS Spec. Publ. 510*, Appl. Technol. Council (ATC), Redwood City, Calif.
- "The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989; observations regarding the performance of masonry buildings." (1990). *Rep.*, Int. Masonry Inst., Washington, D.C.
- Uniform building code*. (1994). International Conference of Building Officials, Whittier, Calif.

APPENDIX II. NOTATION

The following symbols are used in this paper:

- A_s = minimum cross-sectional shear area of shear wall in any horizontal plane at first story;
- C_u = coefficient for an upper limit on period;
- D_s = length of wall in the direction parallel with shear forces;
- e_x, e_z = torsional eccentricities in the x and z directions;
- $\bar{h}$ = effective height of building, 0.7 times full height;
- h_u = height of building;
- K_θ = rocking stiffness of foundation;
- K_x = lateral stiffness of foundation;
- k = stiffness of fixed-base building;
- L = length of building in direction being analyzed;
- L_1, L_2 = length of building parallel to torsional eccentricities;
- T = fundamental period of building; and
- T_u = approximate fundamental period per Eq. (3).



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS**

XXV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO V

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA

**STRUCTURAL EVALUATION OF LOW RISE MASONRY BUILDINGS WITH
FLEXIBLE DIAPHRAGMS SUBJECTED TO EARTHQUAKES**

**DR. ARTURO TENA COLUNGA
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

PROCEEDINGS

of the

10th INTERNATIONAL BRICK AND BLOCK MASONRY CONFERENCE

Calgary, Alberta, Canada

5-7 July, 1994

Masonry Council of Canada

The University of Calgary

Vol. 1

MCC

Masonry Council
of Canada





STRUCTURAL EVALUATION OF LOW-RISE MASONRY BUILDINGS WITH FLEXIBLE DIAPHRAGMS SUBJECTED TO EARTHQUAKES

Arturo Tena-Colunga¹ and Daniel P. Abrams²

1. ABSTRACT

Paper presents a comprehensive methodology for the structural evaluation of low-rise masonry structures with flexible diaphragms when subjected to moderate or strong earthquake motions. A discrete multi-degree-of-freedom dynamic model was developed to reproduce the dynamic response of low-rise masonry buildings with flexible diaphragms. The proposed discrete model has been used both to compute time-history responses of any structural element represented on it as well as to determine peak responses, or responses at specific times of interest. Based on the dynamic responses computed with the discrete models, different types of evaluation of particular structural components, or the structure as a whole, can be performed. In-plane and out-of-plane stress evaluations of masonry components can be done using the results computed from the discrete models together with a suitable stress model. The case studies of a low-rise masonry buildings with flexible diaphragms which obtained instrumented records from the 1989 Loma Prieta Earthquake are presented to help illustrate the proposed methodology.

2. INTRODUCTION

It is common practice among structural engineers to target masonry construction as vulnerable and unreliable when subjected to moderate or strong earthquakes, particularly unreinforced masonry (URM) structures. This belief seems to be based on the extent of damage experienced by some URM buildings during major earthquakes in the past. However, masonry structures can behave well when subjected to strong ground motions, including the unreinforced type, as it has been witnessed in recent strong earthquakes such as the 1985 Michoacán Earthquake in México (confined masonry construction) and the 1989 Loma Prieta Earthquake in California (some low-rise URM buildings).

One of the reasons that structural engineers may have to condemn old masonry structures without taking any technical consideration is the lack of confidence on using standard analytical methods to evaluate stresses in masonry buildings subjected to lateral

¹Coordinator of Structures. Centro de Investigación Sísmica. AC. Fundación Javier Barros Sierra, 14200 México DF, MEXICO

² Professor, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, 61801, USA

loading. The ABK Methodology (ABK, 1981) and the UCBC Code (SEAOC, 1990) have provided the first set of recommendations to evaluate old masonry construction, however, their influence is very regional and their procedures might seem crude for some and conservative to others. Dynamic effects are virtually not considered in these provisions.

This work presents a methodology for the structural evaluation of low-rise masonry structures with flexible diaphragms when subjected to moderate or strong earthquake motions. The methodology intends to be comprehensive, considers the dynamic response of masonry structures, and is based upon MDOF discrete dynamic models as outlined in detail elsewhere (Tena-Colunga, 1992 a/b, Tena-Colunga and Abrams, 1992a). Dynamic in-plane and out-of-plane stress analyses are addressed. Simplified 3-D stress evaluation can also be performed. The complexity of the analytical models to use in conjunction with the discrete models depends on the necessities, experience and judgment of each engineer, that is, they are not fixed by the proposed methodology.

3. BASE ANALYTICAL MODEL FOR THE PROPOSED METHODOLOGY : MDOF DISCRETE DYNAMIC MODEL

The proposed methodology for the structural evaluation of low-rise masonry structures with flexible diaphragms when subjected to seismic loading is entirely based upon the discrete multi-degree-of-freedom (MDOF) dynamic model as outlined elsewhere (Tena-Colunga 1992a/b, Tena-Colunga and Abrams, 1992a). The discrete MDOF model was developed to simulate the dynamic response of low-rise masonry buildings with flexible diaphragms. This model represents the dynamic response of a structure in a given direction of interest by a reduced number of discrete masses associated to translational degrees of freedom acting in that direction. Flexible diaphragms are represented by elastic springs, which depending on the supporting conditions of the diaphragms are idealized as shear-bending or axial springs, or a combination of them (Fig. 1). Walls resisting lateral forces in the direction under study are represented by equivalent condensed beams with translational degrees of freedom which include the rotations of the walls through static condensation. Soil-structure interaction effects can be easily considered in the modeling by defining an average lateral diminished matrix from the average lateral stiffness matrix and the foundation flexibility represented by two generalized springs (rotational and translational), as presented by Hjelmstad and Foutch (1988).

The discrete model have predicted well response time-histories of structural elements of instrumented masonry buildings during the Loma Prieta Earthquake, the firehouse of Gilroy and a two-story office building at Palo Alto, as it has been presented elsewhere (Tena-Colunga, 1992 a/b; Tena-Colunga and Abrams, 1992 a/b). Therefore, based upon the dynamic responses computed with the discrete models, different types of evaluation of particular structural components, or the structure as a whole, can be performed at specific times of interest. In-plane and out-of-plane stress evaluations of masonry components can be done using the results computed from the discrete models together with a suitable stress model. A simplified method of 3-D dynamic analysis, named 3-D quasi-dynamic analysis (Tena-Colunga, 1992b; Tena-Colunga and Abrams 1992a, 1993 and 1994a), was developed based upon the dynamics of the discrete models. The case study of a low-rise masonry building with flexible diaphragms which obtained instrumented records from the 1989 Loma Prieta Earthquake, the firehouse of Gilroy, is presented to help illustrate the proposed methodology.

4. TWO-DIMENSIONAL IN-PLANE ANALYSIS

The discrete MDOF dynamic models can be used to identify peak dynamic responses (or responses at a given time-step of interest) in any structural element represented on them.

For example, peak accelerations for a given structural element (e.g., a wall) can be extracted from the dynamic analysis with the discrete models. These accelerations can be translated to equivalent lateral forces. These equivalent lateral forces are used to estimate shear stresses within the element of interest, using from simple approaches (e.g., classic elastic solutions) to refined methods of analysis (e.g., finite elements).

4.1 Classic Elastic Solution For Shear Stresses

Quick estimates of in-plane shear stress can be obtained by employing the elastic solution given by Jourawski's formula :

$$\tau_{xy} = \frac{VQ}{Ib} \quad \dots (1)$$

where τ_{xy} is the average shear stress through the width and at the depth of interest of a given cross section, V is the acting shear force, Q is the first moment of areas about the neutral axis of bending, I is the moment of inertia of the section with respect to the neutral axis, and b is the width of the cross section at the depth of interest. Shear stress is maximum at the neutral axis and null at the free edges. For a rectangular cross section, the maximum shear stress is 1.5 times the average shear stress, that is :

$$\tau_{max} = \frac{3V}{2A} \quad \dots (2)$$

where A is the area of the cross section. Equation 2 constitutes a crude approximation for a perforated wall because its cross section is not solid along its height. Nevertheless, it is a useful tool to obtain index values of peak shear stresses because it is simple.

4.2 Allowable Shear Stresses for Unreinforced Masonry

Computed shear stresses were compared against the allowable shear stresses of different masonry building codes and recommendations used in the United States, namely the ABK Methodology ("ABK", 1981), the Uniform Code for Building Conservation (UCBC; SEAOC, 1991), The 1991 Uniform Building Code (1991 UBC; ICBO, 1991) and the ACI 530-92 Code (TMS, 1992).

4.3 Classic Elastic Solution for Combined Bending and Axial Stresses

In unreinforced masonry elements, it is important to determine if a state of net tensile stress will exist because of the low tensile strength that URM has. Quick estimates of flexural stresses can be easily determined by using the classic combined stress equation :

$$f_a + f_b \leq F_a \quad \dots (3)$$

where f_a is the acting axial stress, f_b is the acting bending stress, and F_a is an allowable working stress criterion given by a code. Equation 3 can be rewritten in different ways to fit the criteria of a particular building code.

4.4 Allowable Combined Stress Criteria

The UCBC Code specifies that URM piers need not to be analyzed for tensile stresses, thus, gives no recommendations to check for combined stress states. The ABK

Methodology has a capacity criterion that does not consider explicitly combined stress states in the evaluation of URM elements. The allowable combined stress criteria of the 1991 UBC and the ACI 530-92 codes is similar. The unity equation is the criterion for compressive stresses due to bending and axial load :

$$\frac{-f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad \dots (4)$$

where f_a is the acting axial stress (psi), f_b is the acting bending stress (psi), F_a is the allowable compressive axial stress in URM (psi), and F_b is the allowable compressive flexural stress in URM (psi). For net flexural tensile stresses due to bending and axial load , both codes adopt the following criterion :

$$-f_a + f_b \leq F_t \quad \dots (5)$$

where F_t is the allowable tensile stress (psi), as addressed by each code (ACI Table 6.3.1.1 and UBC Sec. 2406 (c) 4). The allowable stresses of Eqs. 4 and 5 can be multiplied by 1.33 when lateral loading is considered in the analyses, as is the case of earthquake loading.

5. OUT-OF-PLANE ANALYSIS

The cracking or partial (total) collapse of walls due to the out-of-plane pushing of flexible diaphragms has been a dominant failure mode observed in URM structures during past earthquakes. Nevertheless, little attention has been devoted to develop suitable analytical methods to evaluate this phenomenon. The discrete MDOF dynamic models can be used to predict critical lateral displacements imposed to the walls orthogonal to the direction of analysis. These predicted lateral displacements can be imposed on FEM representations of these orthogonal walls to evaluate if the horizontal bending stresses do not surpass an allowable tensile stress criterion. The refinement of the FEM mesh will depend on the judgment and necessities of each individual. To the authors knowledge, there are no simplified methods available in building codes and basic literature (Schneider & Dickey, 1987) to evaluate stresses for URM structures when subjected to out-of-plane pushing of flexible diaphragms due to lateral (earthquake) loading. Thus, researchers, building officials and practicing engineers should sum efforts in this direction in order to develop suitable simplified methods which could be easily used and understood by anyone interested on the subject.

6. SIMPLIFIED 3-D DYNAMIC ANALYSIS

A simplified method of 3-D dynamic analysis, named 3-D quasi-dynamic analysis, which is based entirely on the MDOF discrete models, has been developed and primarily used to evaluate stress states at identified times of peak dynamic responses of structures with flexible diaphragms. The quasi-dynamic analysis has been presented in detail elsewhere (Tena-Colunga, 1992b; Tena-Colunga and Abrams, 1992a, 1993 and 1994a). The quasi-dynamic analysis consists of extracting the accelerations predicted by the time-step integration analyses of two 2-D discrete MDOF dynamic models of a given structure (each discrete model corresponding to one of the principal orthogonal directions of the structure) at given times of interest. These accelerations are imposed on a 3-D representation of the structure (for example, a finite element mesh) as equivalent static forces. Accelerations at the diaphragms are assumed to act over the same tributary areas of the diaphragms considered in the 2-D discrete dynamic models. This method was compared to the more traditional 3-D modal time-step integration and had a general good agreement with it, using considerably less computational effort.

7. CASE STUDY : OLD FIREHOUSE AT GILROY

The building is a two-story historic building located in downtown Gilroy, California. The southeast view of the firehouse is depicted in Fig. 2. Gilroy is located approximately 15 miles south east of the epicenter of the Loma Prieta earthquake. The structure was built in 1890 and is a box-type structure, where the lateral force resisting system is composed of unreinforced masonry brick walls together with flexible diaphragms (wood sheathing) floor systems (Fig. 3). The plywood diaphragms consist of 2.54 cm (1") by 10.12 cm (4") timbers running in the diagonal direction and nailed to timber joists that are supported by built-up trusses. The plywood thickness is 1.27 cm (0.5") for all spans with the exception of the south diaphragm at the first floor, which is 1.59 cm (0.625") thick. All walls are three-wythe, 30.54 cm (12") running-bond unreinforced masonry brick walls joined by mortar bed joints 1.27 cm (0.5") thick, except for the south (front view) wall, which thickness varies from 30.54 cm (12") at the openings zone to 40.64 cm (16") and 43.18 cm (17") for the exterior piers as a result of architectural considerations. The diaphragms and the walls were tied by 1.91 cm (0.75") ϕ steel rods anchored in the outside wythe of the walls by a hook, and with or without a hook in the diaphragms. The building is founded on spread footings.

Prior to the Loma Prieta Earthquake, the former firehouse was instrumented by California Strong Motion Instrumentation Program (CSMIP) with six accelerometers (Fig. 3). Recorded peak ground accelerations were as high as 0.29g (sensor 3, Figs. 3) and peak roof accelerations as high as 0.79g at the diaphragm and 0.41g at the central wall (sensors 5 and 4, same figure). Considerable amplifications of the peak accelerations between the ground and the roof, and between the walls and the diaphragms were observed. The former firehouse withstood the Loma Prieta Earthquake with little damage. The structure has been the subject of a detailed investigation which results can be consulted elsewhere (Tena-Colunga, 1992b, Tena-Colunga and Abrams, 1992a).

7.1 Discrete Models

The discrete models presented on Fig. 1 were used to predict peak accelerations on the walls of the firehouse in the E-W and N-S directions. The predicted peak accelerations for the E-W direction are illustrated in Fig. 4. It can be observed that the walls with more openings (e.g. south wall) experience higher accelerations than the more solid walls (e.g. north wall) as a consequence of the diaphragm flexibility, as it has been pointed out in previous works (Tena-Colunga, 1992b; Tena-Colunga and Abrams, 1992a and 1994b). With these accelerations and the tributary masses, equivalent lateral forces were computed.

7.2 2-D In-Plane Shear Analyses

Two different methods were used to evaluate in-plane shear stresses. Quick estimates of in-plane shear stresses were obtained using classic elastic solutions (Eqs. 1 and 2), and they are compared against the ultimate and allowable shear stresses given by different masonry codes and recommendations of the US in Table 1. The compressive strength of the masonry, f_m was taken as 9.5 MPa (1325 psi), according to the lab material tests performed with the bricks claimed from the firehouse, and the basic bed-joint shear stress v_f was defined as 0.61 MPa (85 psi) from measured in-place shear data (Tena-Colunga, 1992b; Tena-Colunga and Abrams, 1992a). The amount of compressive axial stress for each wall due to dead load only is also given in Table 1.

The maximum shear stresses presented in Table 1 are much higher than the allowable shear limits prescribed by the UCBC code provisions, especially for the south, central and east walls. Hence, under this criterion, severe shear cracking should be expected at these walls. In contrast, the structure stood the Loma Prieta Earthquake with little damage (at the south wall only), as described in previous works (Tena-Colunga, 1992b;

Tena-Colunga and Abrams, 1992a). The UCBC provisions constitute the current state-of-the-art in the evaluation of existing URM buildings.

Table 1. Estimated vs code shear stresses at the firehouse of Gilroy. Units : MPa (psi)							
Wall	Estimated Wall Stresses			Ultimate Shear	Allowable Shear		
	Axial	Ave Shear	Max Shear	ABK (max)	UCBC (max)	UBC (ave)	ACI (ave)
South	0.32 (44.)	0.29 (40.)	0.43 (60.)	0.58 (81.)	0.11 (15.)	0.14 (20.)	0.39 (55.)
Central	0.29 (40.)	0.24 (33.)	0.35 (49.)	0.56 (78.)	0.11 (15.)	0.14 (19.)	0.39 (55.)
North	0.18 (25.)	0.08 (11.)	0.12 (16.)	0.48 (67.)	0.09 (12.)	0.11 (16.)	0.39 (55.)
East	0.29 (41.)	0.16 (22.)	0.24 (34.)	0.57 (79.)	0.11 (15.)	0.14 (19.)	0.39 (55.)
West	0.21 (29.)	0.08 (11.)	0.11 (16.)	0.50 (70.)	0.09 (13.)	0.12 (17.)	0.39 (55.)

On the other hand, data in Table 1 suggest that, for all walls, the computed maximum shear stresses did not surpass the ultimate shear stress criterion of the ABK Methodology. Maximum shear stresses were less than 74% of the determined in-plane shear strength. On the basis of approximate stresses computed this way, it is credible that masonry should have not cracked during the Loma Prieta Earthquake.

Under the 1991 UBC criterion, only the north and west walls should be expected to survive the earthquake without severe damage, whereas under the ACI 530-92 criterion, only the south wall should have experienced shear damage while the rest of the walls should have remained undamaged. Therefore, data in Table 1 suggests that the UBC criterion is very conservative for regarding allowable shear stresses for URM bearing/shear walls, whereas the provisions of the ACI 530-92 code seem to apply well in this particular case study.

More refined stress analyses were performed using 2-D finite elements. All the walls were modeled using eight-noded, two-DOF per node quadratic serendipity isoparametric plane stress elements available in the finite element program POLO-FINITE (Lopez et al, 1987). For the illustration purposes of the present work, only the analysis of the critical wall, the south wall (Fig. 5) is addressed. Mesh refinement attended to research purposes, specially to define qualitative stress patterns. For practical purposes, a coarser mesh could have been used. The variations in the thickness of the wall due to architectural aesthetics were included in the modeling. Young's modulus of the masonry was taken as 515 ksi, according to the data obtained from the test of the prisms made with reclaimed material from the firehouse (Tena-Colunga, 1992b, Tena-Colunga and Abrams, 1992a). Equivalent seismic forces obtained from the accelerations of Fig. 4 were uniformly distributed along the edges of the elements that define the floor levels. Self weight of the masonry was introduced in all elements through a uniformly distributed body force. Additional gravitational loads were also applied along the edges of the elements that define the floor levels. Because of the symmetry of the wall with respect to its vertical axis, the direction of the seismic load was not a major factor to consider in the stress analysis. However, the stress contours presented in Fig. 5 correspond to a lateral loading acting from west to east (Fig. 4). A mirror image stress contours should be present if the seismic loading would have been considered to act from east to west.

Shear stress contours are presented in Fig. 5. Eight contour levels were selected to evaluate the overall response of the wall according to different code provisions. Target values that define contour boundaries correspond to those given by the UCBC, the ACI 530-88, and the ABK Methodology, according to Table 1. An upper target value of 0.72 MPa (100 psi) was introduced to identify regions where shear stresses were predicted to

surpass the ultimate maximum shear capacity of the masonry, according to the ABK Methodology.

Stress contours presented suggest that under the critical state of loading, the ultimate shear capacity (81 psi) could have been surpassed primarily in a region between the extreme outer upper corners of the windows at the first floor and the outer windows of the second floor. A mild shear crack was observed at that location in the west side of the wall. The contours also identify high shear stress concentrations in the upper corners of the outer windows at the second floor. Given the unrefinement of the mesh in the regions nearby openings, this information should be ignored. In general, stress contours suggest that the wall should have experienced some damage in a relatively small wall extension, according to the ultimate shear capacity criterion of the ABK Methodology. The wall was lightly damaged in one of the critical regions defined by the contours under the ABK Methodology criterion.

Under the ACI 530-92 code guidelines (allowable shear stress of 55 psi), the stress contours of Fig. 5 define a larger affected area in the critical regions identified under the ABK criterion. In addition, the suspicious damaged zones spread into the first story piers and to regions nearby the top of the central door opening and inner upper corner of the wide window openings at the first floor. Some mild cracking was observed in the last region, however, no damage was observed at the first story piers during the field survey.

If the maximum allowable shear stress of 15 psi of the UCBC is considered, then, stress contours of Fig. 5 suggest that the walls could have experienced generalized and extensive shear damage. According to the damage observed during the field survey of the firehouse, it is felt that the shear stress criterion of the UCBC code is very conservative. The south wall presented a negligible amount of shear damage whereas the UCBC code predicted severe generalized damage. The ultimate shear strength criterion of the ABK Methodology has given a reasonable prediction of the observed damage for this case study. The ACI provisions, although intended for design of new construction rather than for evaluation of old structures, gave a reasonable prediction of the observed damage at the wall also.

7.3 2-D In-Plane Combined Stress Analyses

Estimated net flexural tensile and compressive stresses for each wall using crude methods (Eqs. 4 and 5), and associated to the lateral loads of Fig. 4, are summarized and compared against the criteria of the 1991 UBC and ACI 530-92 codes in Table 2. The allowable flexural tensile stress, F_t , has been already increased by 33 percent in the Table. The ACI 530-92 code allows no tensile stress for this condition. Computed values from the left hand side terms of Eqs. 4 and 5, are presented in the table to compare more easily against code's criteria. In Table 2, the axial compressive stress due to dead load only is defined by f_{ad} , while the compressive stress due to dead and live load is defined by f_{adl} .

It could be observed from Table 2 that, under the critical loading condition, all walls should have no problem for net compressive stresses (Eq. 4). All walls but the west wall are subjected to a net tensile stress state under the critical condition (Eq. 5). The central wall is the only one which could have experienced net flexural stresses higher than those allowed by the UBC code. However, no flexural tensile cracks were observed in any of the walls at the first story piers. The only cracking caused by tensile stresses in the building was the horizontal bending cracks at the bottom and the top of the slender piers among window openings at the second level of the south wall. Therefore, this crude method of evaluation correlates well with which was observed in the structure.

Table 2. Evaluation of estimated combined stress states with respect to the 1991 UBC and ACI 530-92 codes											
Wall	Estimated stresses (psi)			Code allowable stresses (psi)					Combined stress criteria		
	f_b	f_{ad}	f_{adl}	F_b	F_a UBC	F_a ACI	F_t UBC	F_t ACI	Eq. 5 (psi)	Eq. 4 UBC	Eq. 4 ACI
South	68.	44.	55.	437.	265.	331.	36.	0.	24	0.36	0.32
Central	99.	40.	53.	437.	265.	331.	36.	0.	59	0.43	0.39
North	33.	25.	30.	437.	265.	331.	36.	0.	8	0.19	0.17
East	55.	41.	50.	437.	265.	331.	36.	0.	14	0.31	0.28
West	22.	29.	35.	437.	265.	331.	36.	0.	-7	0.18	0.16

More refined stress analyses were performed using the 2-D finite elements, with the elements characteristics and details as described before. For the illustration purposes of the present work, only the analysis of the critical wall, the central wall (Fig. 6) is addressed. Critical stress contours were defined when lateral loading was applied from west to east (left to right in Fig. 6). Target values were chosen to identify net tensile stresses and some allowable tensile and compressive stresses according to code criteria (Table 2). It can be observed from the stress contours of Fig. 6 that under the critical state of loading, some net tensile stresses (ACI 530-92 criterion) are identified primarily at opposite corners of the door opening (left-top and right-bottom corners), at the second floor level and the left side of the left and right piers at the first story. If the 1991 UBC allowable tensile stress normal to the bed joints of 0.26 MPa (36 psi) is considered, the identified regions are less spread. The higher tensile stresses are concentrated at the corners and they should be disregarded because the mesh is too coarse in those zones to accurately estimate stresses. The central wall was primarily under compression and within the allowable limits.

7.4 Out-Of-Plane Stress Analysis

Horizontal normal stresses caused by the out-of-plane pushing action of the diaphragms and the walls perpendicular to the wall under consideration were studied using finite elements. The case study of the south wall is presented for illustration purposes for out-of-plane bending because is the weaker wall of the firehouse in the E-W direction. Standard isoparametric quadratic shell elements (eight nodes, six-dof-per node) were used to determine out-of-plane stress distributions instead of the more traditional plate bending elements, because of the irregularities in the geometry of the walls and openings which requires trapezoidal elements in the mesh. The soil-foundation system was modeled with rigid beam elements connected to vertical and horizontal springs in the direction of the out-of-plane displacements. The stiffness of the spring elements was defined according to the ATC 3-06 specifications (ATC, 1978).

Out-of-plane stresses were determined by imposing to the wall under study the corrected predicted in-plane displacements obtained from the discrete models at the center of the diaphragms and at the walls running in the perpendicular direction at the time where the peak displacement was obtained. Therefore, for the south wall, the predicted and corrected displacements obtained from the discrete model in the N-S direction (Fig. 1) at $t=5.45$ seconds were imposed to the nodes which represent the intersection of the discrete masses of the N-S modeling in the south wall. These displacements are summarized in Table 3.

The computed deflected out-of-plane shape of the south wall under these imposed deformations is presented in Fig. 7, where a frame of reference is offered to help visualize the out-of-plane deformations. The displacements at the base are uniform

because the foundation was assumed to behave as a rigid body. The horizontal normal stress contours obtained from the out-of-plane finite element analysis under these imposed deformations are presented in Fig. 8. Contour values were selected to highlight net tensile stress states. The 1991 UBC Code specifies an allowable tensile stress of 0.52MPa (72 psi) for flexural tension normal to the head joints. Tensile stresses exceeding the UBC allowable stresses were located at the center of the wall below the central window opening at the second floor. The highest tensile stresses were found nearby the intersection of the wall with the center of the diaphragm at the first story. The identify over stressed region was narrow. No cracking under this condition was observed in the wall. Although most of the central part of the wall was subjected to tensile stresses normal to the head joints, the magnitude of these stresses was generally lower than the allowable stress prescribed by the UBC code. Therefore, the south wall was expected to present little or no damage under out-of-plane pushing. An effective connection between the walls and the diaphragms may have contributed to an adequate performance of the walls under out-of-plane loading.

Table 3. Imposed and corrected out-of-plane displacements to the south wall
at $t=5.45$ seconds. Units : cm (inches)

Intersection with	First Floor	Roof
East Wall	0.23 (0.09)	0.36 (0.14)
Center of South Diaphragm	0.79 (0.31)	1.02 (0.40)
West Wall	0.18 (0.07)	0.25 (0.10)

8. SUMMARY AND CONCLUSIONS

A comprehensive methodology for the structural evaluation of low-rise masonry structures with flexible diaphragms when subjected to moderate or strong earthquake motions based on discrete MDOF dynamic models was presented. Different types of evaluation of structural components, or the structure as a whole, were addressed using both simplified and elaborated procedures in conjunction with the discrete models. In-plane and out-of-plane stress evaluations of masonry components were illustrated using the results computed from the discrete models together with a suitable model. The case study of a low-rise masonry building with flexible diaphragms which obtained instrumented records from the 1989 Loma Prieta Earthquake was presented to help illustrate the proposed methodology. The proposed evaluation procedure was helpful to correlate the predicted responses against the observed extent of damage after the earthquake. The methodology was helpful to evaluate another instrumented low-rise masonry building (Tena-Colunga and Abrams, 1992b). It is felt that the proposed methodology based on the discrete models can be used with confidence in the seismic evaluation of low-rise masonry structures with flexible diaphragms. The present study also highlights the need to develop simplified methods to evaluate out-of-plane stresses in wall components due to the pushing action of flexible diaphragms, as this is a dominant failure mode observed during recent earthquakes.

9. ACKNOWLEDGEMENTS

The research was conducted at the Department of Civil Engineering of the University of Illinois at Urbana-Champaign and sponsored by National Science Foundation under grant # BCS 90-03654. This support is gratefully acknowledged. Appreciation is extended to Mr. Kurt Auslinger, the owner of the firehouse of Gilroy, for providing essential information about this structure and to California Strong Motion Instrumentation Program for providing the acceleration records for the firehouse of Gilroy.

10. REFERENCES

- ABK, A Joint Venture (1981), "Methodology for Mitigation of Seismic Hazards in Existing Unreinforced Masonry Buildings : The Methodology," *ABK Technical Report 08*, El Segundo, California, December.
- ATC (1978), "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations of Buildings," *ATC Publication ATC 3-06, NBS Special Publication 510*, Washington, D.C.
- Hjelmstad, K. D. and D. A. Foutch (1988), "Response Spectrum Analysis of Buildings with Flexible Bases," *Unpublished Paper*, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- ICBO (1991), "Uniform Building Code, 1991 Edition," International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- Lopez, L., R. Dodds, D. Rehak and R. Schmidt (1987), "POLO-FINITE, A Structural Mechanics System for Linear and Nonlinear, Static and Dynamic Analysis," *Civil Engineering Systems Laboratory*, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Schneider, R. and W. L. Dickey (1987), "Reinforced Masonry Design," Prentice Hall, Second Edition.
- SEAOC (1991), "UCBC Appendix Chapter 1. Seismic Strengthening Provisions for Unreinforced Masonry Bearing Wall Buildings," Structural Engineers Association of California, April.
- Tena-Colunga, A. (1992a), "Seismic Evaluation of Unreinforced Masonry Structures with Flexible Diaphragms," *Earthquake Spectra*, 8 (2), 305-318.
- Tena-Colunga, A. (1992b), "Response of an Unreinforced Masonry Building During the Loma Prieta Earthquake," Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign (edited also by University Microfilms International).
- Tena-Colunga, A. and D. P. Abrams (1992a), "Response of an Unreinforced Masonry Building During the Loma Prieta Earthquake," *Structural Research Series No. 576*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Tena-Colunga, A. and D. P. Abrams (1992b), "Response of an Instrumented Masonry Shear Wall Building with Flexible Diaphragms During the Loma Prieta Earthquake," *Structural Research Series No 577*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Tena-Colunga, A. and D. P. Abrams (1993), "Quasi-Dynamic Analysis for the Seismic Evaluation of Structures with Flexible Diaphragms," *Proceedings, 1993 National Earthquake Conference*, Memphis, Tennessee, Vol II, pp. 459-468.
- Tena-Colunga, A. and D. P. Abrams (1994a), "Simplified 3-D Dynamic Analysis of Structures with Flexible Diaphragms," submitted for publication to *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* Journal.
- Tena-Colunga, A. and D. P. Abrams (1994b), "Seismic Behavior of Structures with Flexible Diaphragms," submitted for publication to *ASCE Journal of Structural Engineering*.
- TMS (1992), "Specifications for Masonry Structures (ACI 530-92, TMS 602, ASCE 6-92)," The Masonry Society.

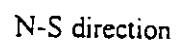
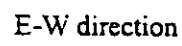


Figure 2. Southeast view of the firehouse of Gilroy

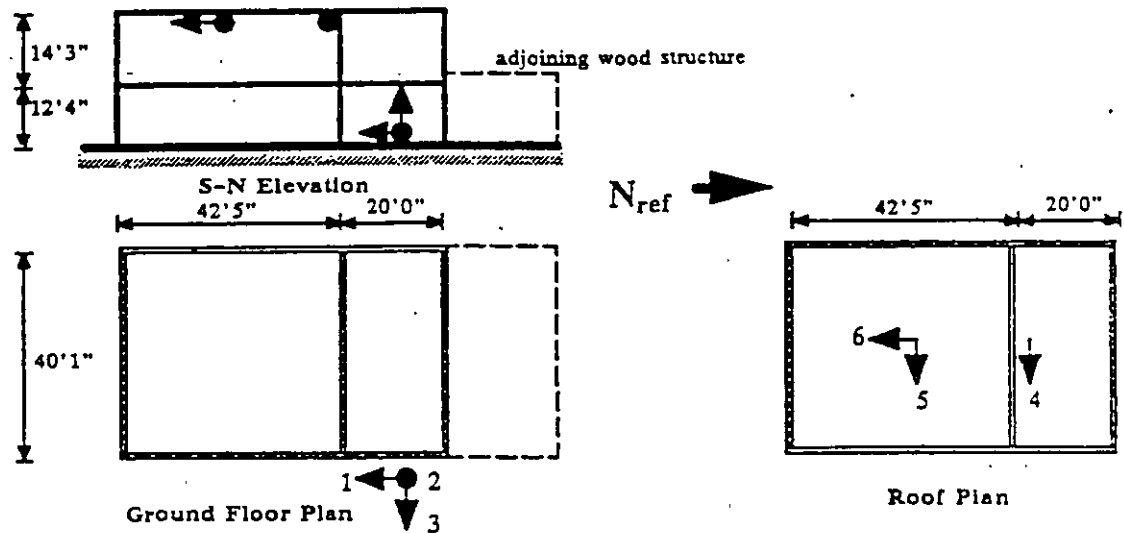


Figure 3. Plan views and location of sensor at the firehouse of Gilroy

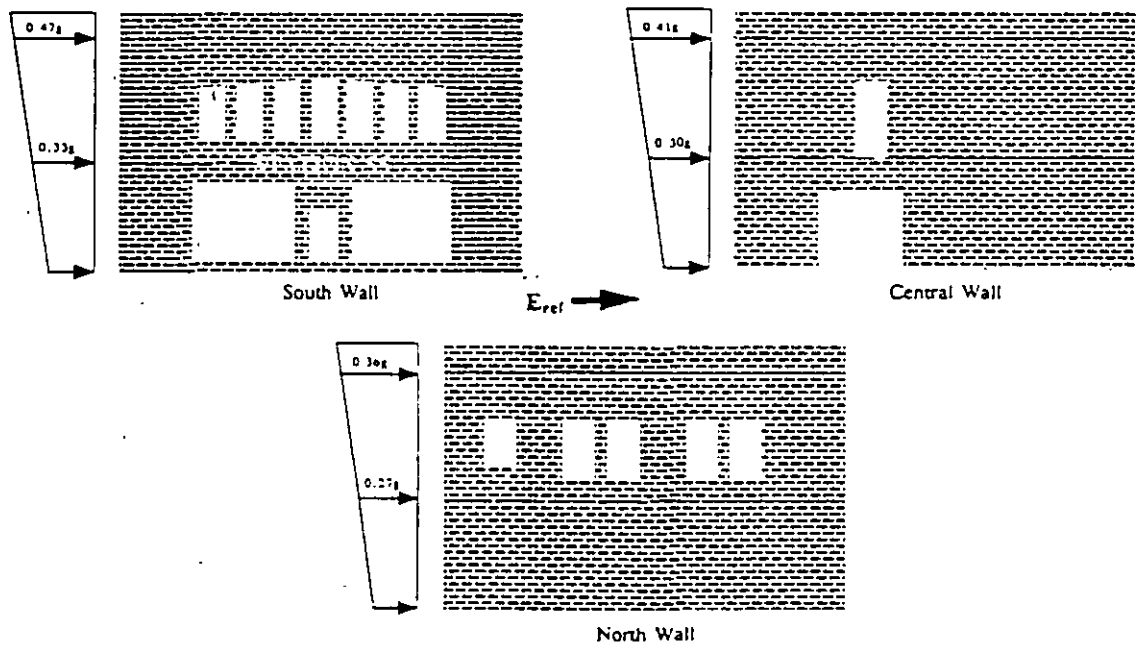


Figure 4. Lateral acceleration distributions for the E-W running walls

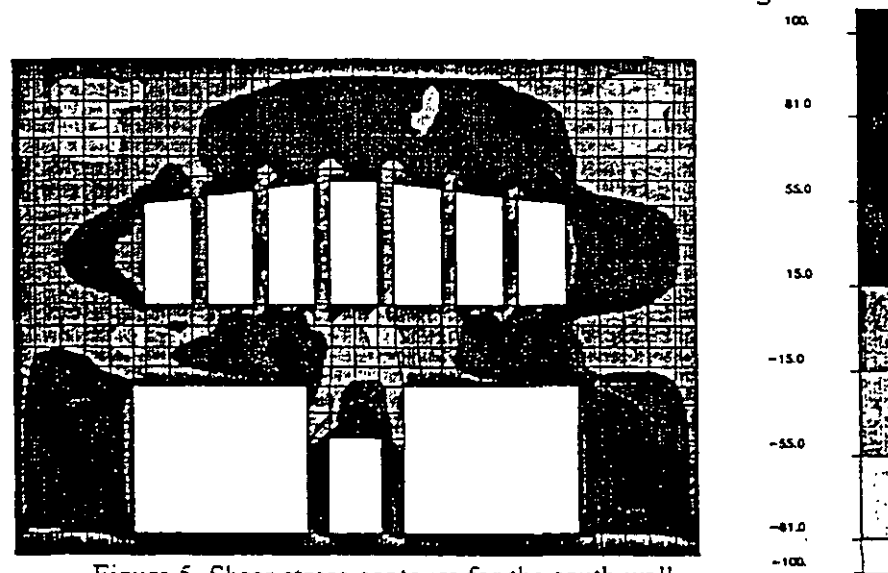


Figure 5. Shear stress contours for the south wall

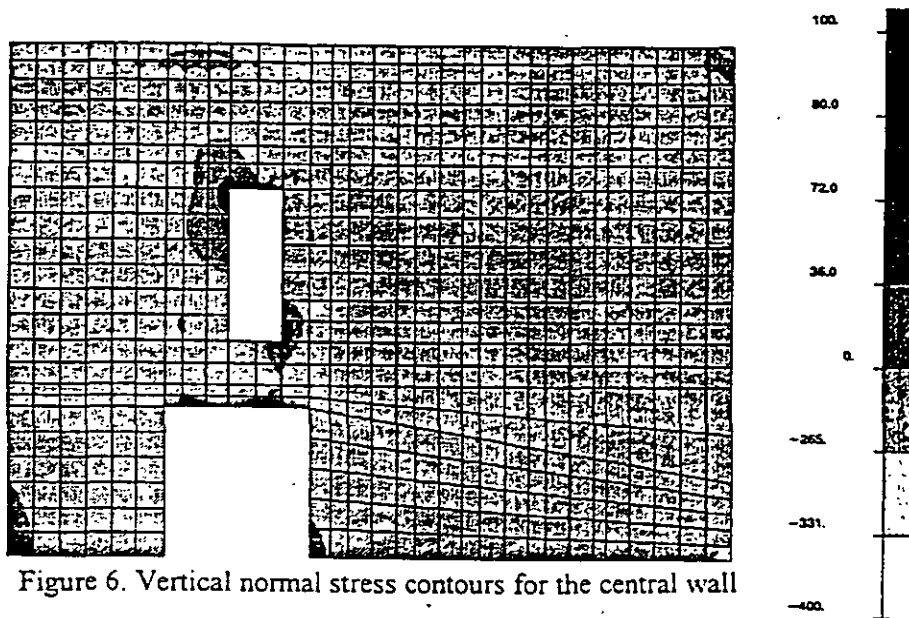


Figure 6. Vertical normal stress contours for the central wall

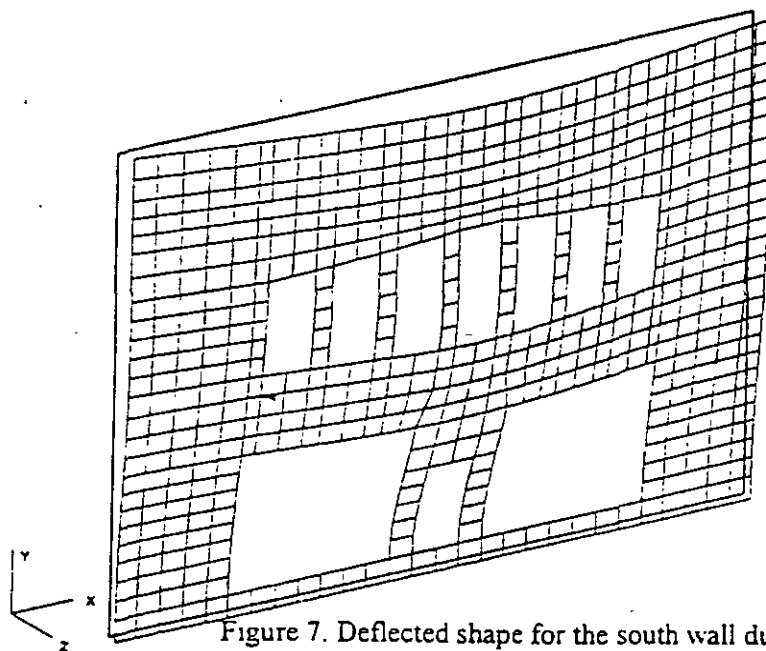


Figure 7. Deflected shape for the south wall due to out-of-plane action

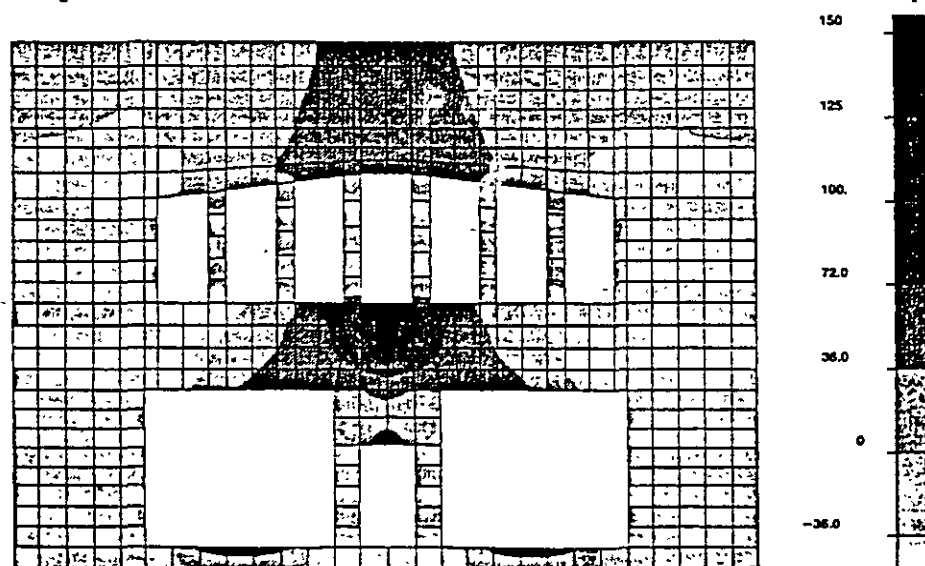


Figure 8. Horizontal normal stress contours for the south wall due to out-of-plane action



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS**

XXV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO V

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA

RESPONSE OF AN UNREINFORCED MASONRY BUILDINGS DURING THE LOMA PRIETA EARTHQUAKE

**DR. ARTURO TENA COLUNGA
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

PROCEEDINGS

of the

TENTH

WORLD

CONFERENCE

on

EARTHQUAKE

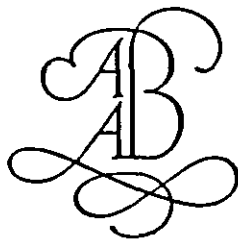
ENGINEERING

19-24 July 1992

Madrid

Spain

OFFPRINT



Published by

A.A.Balkema / Rotterdam / Brookfield / 1992

Response of an unreinforced masonry building during the Loma Prieta earthquake

A.Tena Colunga & D.P.Abrams

University of Illinois at Urbana-Champaign, Ill., USA

ABSTRACT: A two-story unreinforced masonry structure located within 15 km of the epicenter of Loma Prieta responded with little damage despite roof accelerations as large as 0.79g. The historical building was constructed of clay brick masonry bearing walls, and timber floor and roof systems. Acceleration records are available on ground motions in three directions as well as on lateral motion of the roof. This paper addresses dynamic response and damage of the structure, and the applicability of various analytical models for estimating response.

1 INTRODUCTION

On October 17, 1989, a magnitude 7.1 earthquake occurred at a distance of 100 km south of San Francisco. The epicenter was at Loma Prieta, California. Significant damage of masonry buildings occurred in nearby Santa Cruz, Watsonville and Los Gatos, and as far north as Oakland. Entire city blocks were demolished in Santa Cruz because masonry buildings crumbled.

Gilroy California is approximately 15 km south east of Loma Prieta. A town hall in Gilroy constructed of masonry was severely damaged by the shaking. Two blocks north of the town hall stands another unreinforced masonry building that withstood the earthquake with little damage. The structure is a two-story historic building (Fig. 1) that

and undergoing rehabilitation for a change of building function. Before the earthquake, it had been instrumented with six accelerometers.

Since there were no seismic codes at the time of construction, the firehouse was not necessarily designed to resist sizeable earthquake forces. However, the building withstood the 1906 earthquake. Today, there are no indications that the building required repair in 1906.

Methods used to construct the historic firehouse were similar to those used throughout America at the turn of the century. Multiwythe, unreinforced brick walls formed the building envelope, and were joined by timber floor and roof systems. Door and window openings were placed in the masonry walls where ever they were needed without concern for symmetry or structural function.

In such a structural system, lateral inertial forces are transferred to the rather stiff, in-plane walls via floor or roof diaphragms that are relatively flexible. Walls bending normal to their plane are distorted from differential movements of upper and lower diaphragms, as well as from lateral inertial forces across a story height. Dynamic response of such a structural system cannot be characterized with the same numerical models that are commonly used for modern multistory construction. Because story masses are not concentrated at floor levels, diaphragms are not stiff, and large eccentricities of lateral force may exist about the center of mass, modes of vibration are much more complex than for conventional lumped-mass stick models.

Because moderate earthquakes are expected east of the Rocky Mountains, response of the firehouse can help foretell the earthquake hazard in the eastern and midwestern United States. Though the Loma Prieta Earthquake was considered to be moderate in intensity, an equivalent motion in the eastern U.S. would be considered strong. For example, if an earthquake at New Madrid Missouri were to occur some time within the next 250 years, there would only be a 10% probability that ground accelerations measured at Gilroy (maximum of 0.29g) would be ex-



Figure 1. Southeast view of firehouse.

has served as a firehouse since the 1890's up until a few years ago. At the time of the earthquake, it was vacant

ceeded (NEHRP, 1988). Thus, the Gilroy ground motion represents an upper bound for assessing possible hazards associated with similarly constructed buildings in the eastern United States.

Since the firehouse did not damage appreciably, even with these high accelerations, there is hope that similar historic buildings across the nation may survive a future earthquake. However, such an extrapolation is not warranted unless a detailed investigation is done to examine reasons for the superior performance. This paper provides a summary of such a study. Descriptions of the structure and the base motions are presented which are followed by a discussion of the measured building response, and the computational models used to study it.

2 DESCRIPTION OF STRUCTURE

2.1 Overall layout

The building was originally intended to be a firehouse. The first story was designed so that trucks could enter the building and park within it, and thus was open on the front (Fig. 2). The second story was intended for resi-

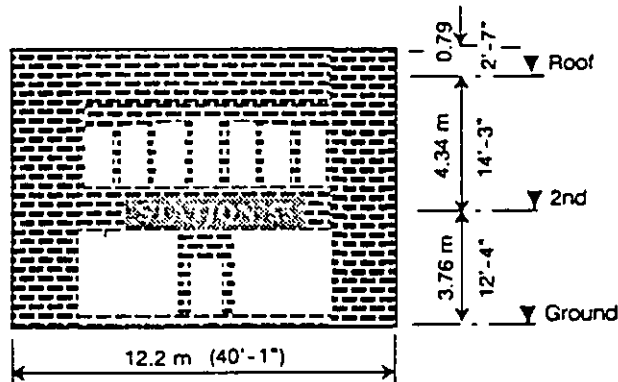


Figure 2. South elevation.

dence space, and has a number of windows on the street side and the east side (Fig. 3).

The building was originally constructed as a box consisting of four exterior brick walls, and timber diaphragms at an intermediate floor level and at the roof (Fig. 4). An addition was constructed on the back of the building by constructing a third east-west wall and extending the two north-south walls.

The west wall, the interior wall and the north wall are nearly solid. The center of in-plane wall stiffness is therefore offset from the center of mass, and a potential for torsion of the structural system exists.

2.2 Masonry bearing wall construction

Bricks were typically placed in three wythes for a total wall thickness of 305mm (12"). The two walls adjoining the garage door at the front were nominally four-wythe walls with a thickness of 432mm (17"). Bricks were placed in running bond. Mortar bed joints were approximately

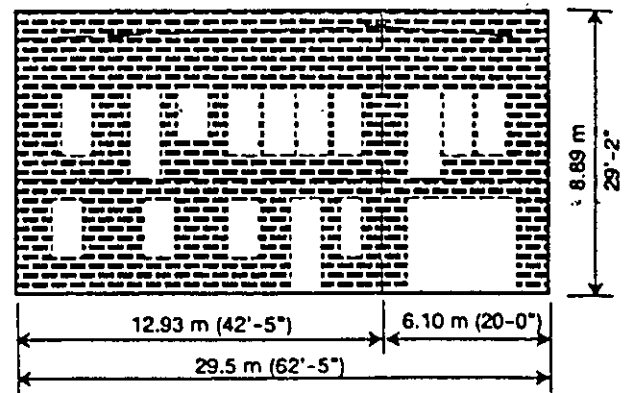


Figure 3. East elevation.

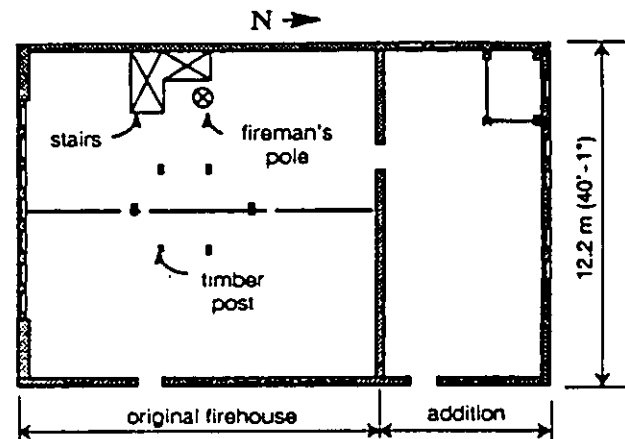


Figure 4. Plan view of second floor.

13mm (0.50 in.) thick. Brick headers were placed at every seven courses.

A few of the bricks were removed from the building and taken to a laboratory for testing. Standard ASTM tests were run to determine density, absorption, modulus of rupture and compressive strength. Measured properties are listed in Table 1.

Table 1. Measured brick properties.

density	17.5 kN/m ³ (112 lb/ft ³)
absorption	13.8%
initial rate of absorption	65.3 gms/min
saturation coefficient	0.74
modulus of rupture	1.79 MPa (260 psi)
compressive strength	37.0 MPa (5360 psi)

Petrographic, x-ray diffraction and chemical analyses were done on a few samples of the mortar. Results suggested that the mortar consisted of some cement, a hydrated lime and natural siliceous sand.

Two-unit high brick prisms were made using actual reclaimed half brick units and a surrogate mortar whose ingredients were based on the chemical analyses. The average compressive strength of the prisms was 9.1 MPa (1325 psi). The average elastic modulus was 389 times the prism compressive strength.

In-place shear tests were run throughout the building by a local materials testing firm. This nondestructive test consists of placing a small hydraulic jack in a cavity that is left by removing a single brick. The opposite head joint is also removed, so that a single test brick can be sheared relative to its upper and lower bed joint as well as any possible collar joint. Vertical compressive stress is estimated at the location of an in-place shear test, and is used to deduce a corrected value of shear strength for zero normal stress. The 20th percentile of reduced shear strength values for the 16 tests was equal to 0.59 MPa (85psi). The condition of the collar joints was uncertain based on visual observations made after extraction of these bricks, and was not assumed effective in resisting shear during the in-place shear test.

2.3 Floor and roof diaphragms

Floor and roof systems consist of 12 mm (1/2") thick plywood sheets that are nailed to and through 1" x 4" diagonal sheathing to timber floor beams that are nominally 2" x 14" @ 16" on center. The first floor south diaphragm has 16mm (5/8") thick plywood. The ceiling of the second story is 1.02 m (40") below the roof level.

Timber floor beams are well anchored to masonry bearing walls with steel tie rods. In general, the building was constructed well with adequate attention given to connection details for tying walls with floor and roof diaphragms.

3 BASE MOTIONS

3.1 Measured acceleration histories

Accelerometers were placed in each orthogonal direction on the ground immediately adjacent to the north-east corner of the building. Histories of the recorded ground accelerations for the first 20 seconds are shown in Fig. 5. Peak base accelerations were 0.24g, 0.14g and 0.29g for the north-south, vertical and east-west directions, respectively.

It is interesting to note that ground accelerations in the east-west direction included a single pulse with a fairly long period of approximately 1.5 seconds near the 4.0 second point. Peak response of the structure in the east-west direction was associated with this pulse.

3.2 Linear response spectra

Spectral response curves representing ground motions measured in the east-west direction are shown in Fig. 6 for various damping percentages. The set of spectral response curves indicate that a single-degree-of-freedom oscillator with a period of approximately 0.42 seconds would amplify the base motions more than any other. As-

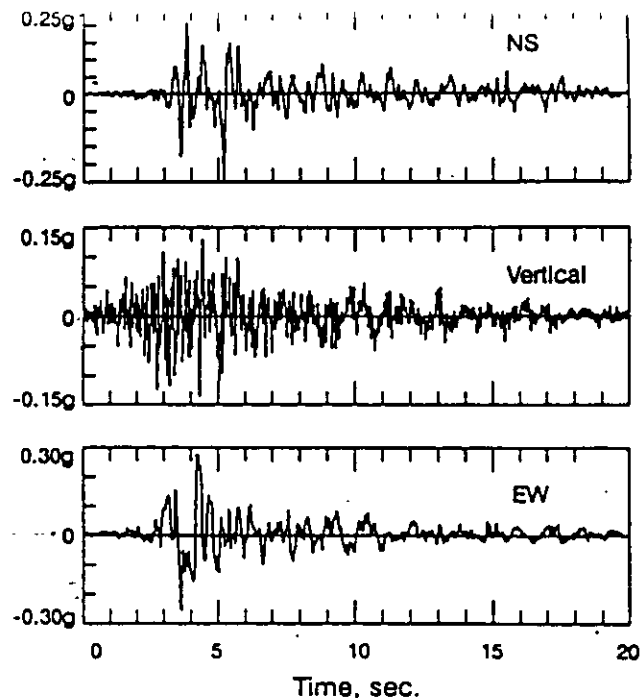


Figure 5. Recorded ground accelerations.

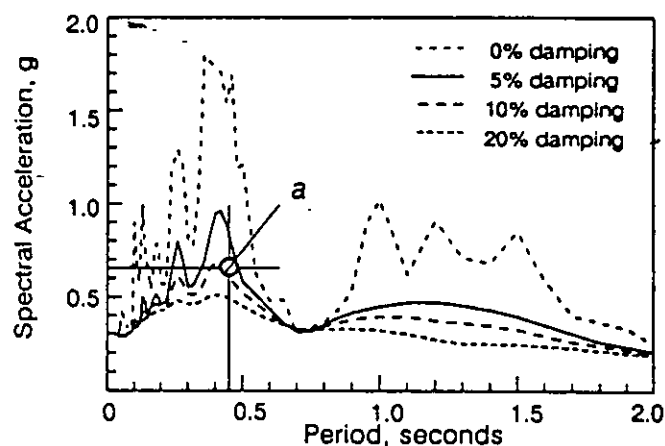


Figure 6. Response spectra for east-west motion.

suming 5% damping, peak ground acceleration would be amplified by a factor of 3.3 for this oscillator.

4 MEASURED BUILDING RESPONSE

4.1 Measured acceleration histories

Horizontal accelerations were measured at three locations on the roof. One accelerometer measured east-west motions at the top of the interior wall (sensor 4). Two others were placed at the center of the long diaphragm span and measured motions in each horizontal direction (east-west, sensor 5 and north-south, sensor 6). Measured re-

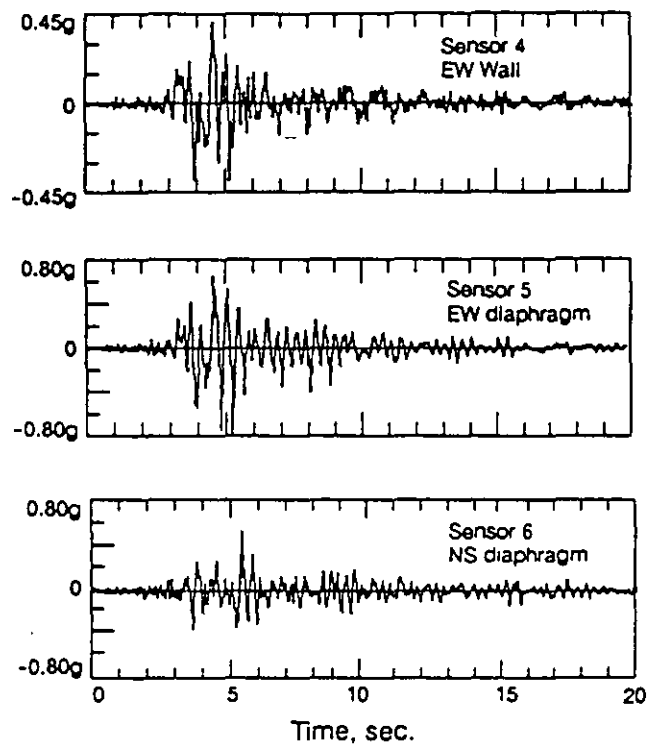


Figure 7. Recorded roof accelerations.

cords are shown in Fig. 7.

Peak acceleration response was $0.41g$ at the top of the interior east-west wall, and $0.79g$ at the center of the diaphragm resulting in amplification factors of ground motions equal to 1.4 and 2.7 respectively. Accelerations as large as $0.55g$ were measured in the north-south direction at the center of the diaphragm indicating an amplification factor of 1.9.

The sequence and frequency content of the east-west wall motion (sensor 4 in Fig. 7) was remarkably similar to that of the ground (third waveform in Fig. 5) suggesting that the wall acting parallel to its plane was quite stiff. The sequence and frequency content of the east-west diaphragm accelerations was also similar to that of the ground and the shear wall accelerations, with the exception that the long-period pulse at the 4.0 second point was not obvious. Apparently the diaphragm, once excited at its own natural frequency was not affected by this pulse.

Fourier spectra have been computed for each of the three measured records of roof acceleration. They are shown in Fig. 9 for the east-west diaphragm acceleration (sensor 5) along with spectra for the east-west ground motion. The dominant period for the diaphragm response was 0.45 seconds. The ground motion was also rich in this period range, however, its dominant period occurred near 1.5 seconds which corresponded to the long period pulse at the 4.0 second point. The Fourier spectra for the east-west wall accelerations (not shown) matched that of the ground in the long-period range, but agreed with the diaphragm spectra in the short-period range as well. This suggests that the stiff, in-plane wall was faithfully following the ground motion, but also was accelerating with the diaphragm.

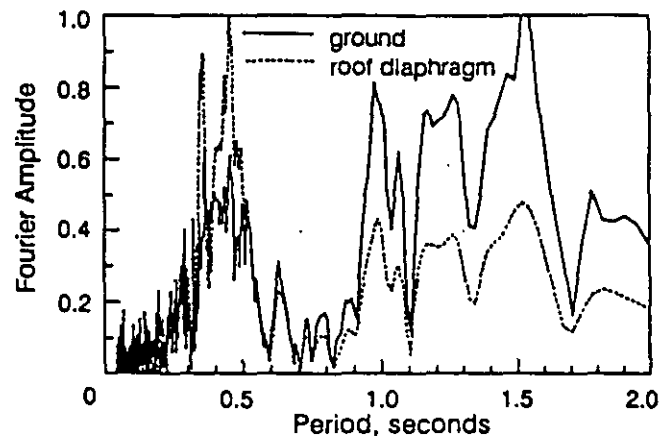


Figure 8. Fourier spectra for east-west motions.

4.2 Correlation with linear response spectra

The dominant apparent period of the structure (0.45 seconds from Fourier spectra) was very close to the characteristic period of the ground motion (0.42 seconds from response spectra, Fig. 6). This either infers that (a) by coincidence, the natural period of vibration matched that of the input motion, or (b) the structure was sufficiently stiff to respond at the ground-motion frequencies. It is likely that the natural period of the vibrating roof diaphragm could have been in the range of 0.4 seconds so both hypotheses are likely.

The suitability of using linear response spectra can be checked by plotting the apparent spectral acceleration and period, as measured, on spectra computed from measured base motions (Fig. 6). For simplicity, the apparent dominant period of the roof record (0.45 seconds) is assumed equal to the natural period of the system. If a modal participation factor of 1.2 is assumed (based on a triangular mode shape for a two-story building), then the apparent spectral acceleration is the peak measured acceleration of the diaphragm, $0.79g$, divided by this factor, or $0.66g$. Point *a* in Fig. 6 is plotted based on these two values. The point lies very near to the spectral response curves in the range of 5% to 10% damping. In light of the approximations used, the correlation is excellent suggesting that linear response spectra are indeed a viable means for estimating peak response, if the building period can be estimated.

4.3 Estimated nominal wall stresses

In an effort to estimate stress levels, nominal values of shear, flexural and axial stresses resisted by each wall were estimated from measured roof accelerations. Tributary masses were estimated based on assumed values for weights of the structure and any attachments. As an approximation, horizontal acceleration at the top of all walls

was assumed equal to that measured at the top of the interior wall in the east-west direction.

Table 2. Summary of wall stresses, MPa (psi)

Wall	Shear Stress	Flexural Stress	Gravity Stress
South	0.26 (38)	0.43 (62)	0.30 (44)
Central	0.24 (35)	0.71 (103)	0.28 (40)
North	0.09 (13)	0.27 (39)	0.17 (25)
East	0.24 (35)	0.54 (79)	0.28 (41)
West	0.15 (22)	0.31 (45)	0.20 (29)

Shear stresses given in Table 2 are average values across an entire wall section. Flexural stresses have been estimated by dividing overturning moments by section moduli based on gross, uncracked sections. Gravity stress is the minimum vertical compressive stress based on dead loads alone.

On the basis of these approximate stresses, it is credible that the masonry should not have cracked. Shear stresses were less than 45% of measured in-plane shear stresses. The difference between flexural stress and gravity stress (net flexural tensile stress) was nearly always less than code allowable values. The net tensile stress for the central wall was the highest at 0.43 MPa (63 psi) which was approximately 1.3 times allowable values given by current UBC and ACI masonry codes of practice.

5 COMPUTATIONAL STUDIES

Seldom is so much information available on system description, material properties and dynamic response of an actual building system. Though it may be easily rationalized in terms of nominal stresses why the masonry did not crack appreciably, two intensive computational models were run to study their applicability. Unfortunately, with the limited scope of this paper, details of the analytical modeling cannot be explained, nor can correlations between computed and measured response be made. Such descriptions can be found in Tena-Colunga and Abrams (1992). The purpose of providing an overview of these two models is to suggest how advanced modeling techniques may be applied to a historic structure.

5.1 Discrete MDOF dynamic model

Dynamic response was computed for each horizontal direction using a discrete multi-degree-of-freedom model. For east-west response, the 10 d.o.f. system shown in Fig. 9 was used. Dynamic degrees of freedom were assigned to lumped masses at the centroid of each wall as well as at the center of both diaphragms at each story. Soil flexibility was modeled using generalized translational and rotational springs at the base.

In-plane lateral stiffness of each of the three east-west walls was condensed to that for equivalent beam elements with translational degrees of freedom in the direction of loading using two-dimensional finite element models. In this way, effects of window and door openings could be

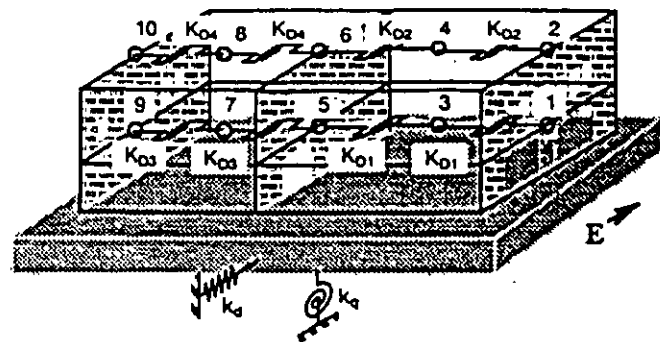


Figure 9. Discrete model for east-west response.

modeled. With the condensation approach, wall rotations were incorporated with the translational dynamic degrees of freedom. The same finite element models were used after the dynamic analysis to estimate peak stress states in the in-plane walls.

Results of several analyses using the discrete MDOF model illustrate sensitivities of dynamic response to variations of diaphragm stiffnesses, wall stiffnesses, mass discretization and damping assumptions. Measured acceleration histories at the roof could be replicated reasonably well with the discrete MDOF model, provided that diaphragm stiffnesses and soil flexibilities could be estimated accurately.

5.2 3D Finite element model

Because the discrete MDOF model was limited to two dimensions, and significant torsional motions were likely, the complete system was modeled with the finite element mesh shown in Fig. 10. The ABAQUS program was used with thick shell, isoparametric 8-node elements. Floor and roof diaphragms were modeled with an orthotropic formulation while masonry walls were modeled with an isotropic formulation. Linear behavior was assumed since the structure was observed to be essentially uncracked following the earthquake.

The first-mode shape (Fig. 10) depicts the deformation of the roof diaphragm in the east-west direction as it spans between the relatively stiff in-plane walls. Distortion of the east wall resulting from the diaphragm movement is also evident. It is clear from the system deflected shape that response cannot be represented with a simple lumped-mass, stick model as is commonly used for dynamic analysis of multistory steel or concrete buildings.

The finite element model was used to determine frequencies and mode shapes. In addition, wall and diaphragm stresses were determined using the FEM model resulting from (a) equivalent static forces (obtained from the MDOF dynamic discrete model), (b) response spectra analysis (determined from measured ground motions) and (c) a time-step integration of 20 modal coordinates (determined from solving Eigenvalues for the FEM mesh) using the measured ground motions.

Shear stress contours are shown in Fig. 11 for the time of peak response from the time-step integration. Maximum wall shear stress was in the range of 0.38 to 0.56 MPa (55 to 81 psi) which is indicative of the range for allowable

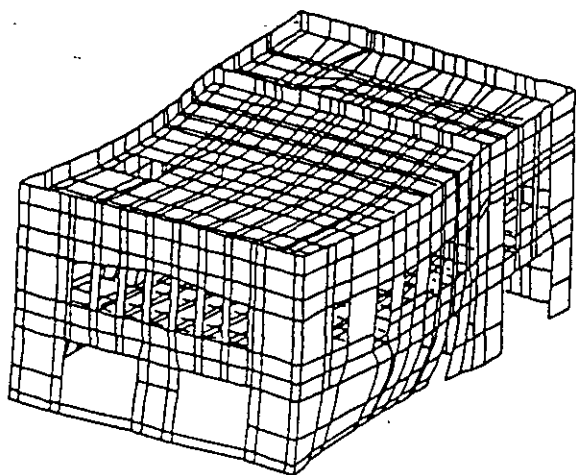


Figure 10. Finite element model.

stresses in masonry given by American codes. It is reasonable to assume with these stress levels that little or no cracking should have occurred.

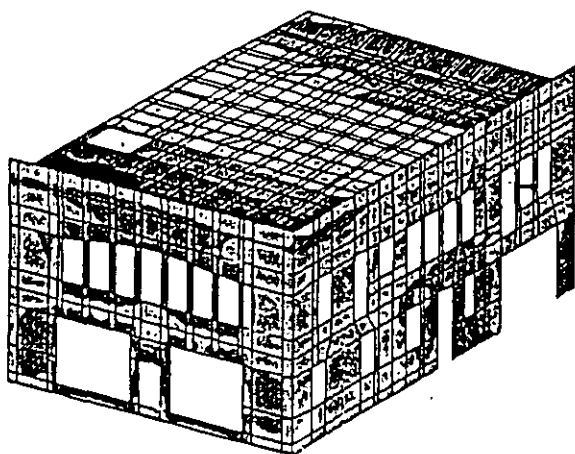
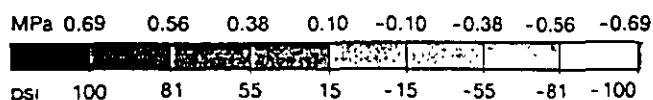


Figure 11. Shear stress contours.

Stress contours are not shown for the cases where the FEM model was run with equivalent static forces, or with a response spectra analysis, however, good agreement was seen between them and those for the time-step integration analysis. This suggests that the discrete MDOF model may be suitable for estimating peak lateral forces despite its simplistic assumptions. Moreover, the linear response spectra approach proved admissible once modes of vibration could be identified.

6 CONCLUSIONS

Various analytical techniques used to study response and damage of the historic unreinforced masonry structure helped to explain why the building withstood the Loma Prieta Earthquake with little damage. Wall shear stress levels were shown by both crude and sophisticated methods to be within reconcilable ranges.

The recorded response and the overall behavior of the structure during the earthquake were estimated well with the discrete MDOF linear dynamic analyses. Though it was far simpler than the finite element model, salient characteristics of response such as diaphragm flexibility, soil-structure interaction and lateral stiffness of walls with openings could be represented.

The study has inferred that the vulnerability of unreinforced masonry construction east of the Rockies may not be as severe as believed with the common consensus. There is promise that future earthquake hazard studies for specific buildings may show that demolition or expensive rehabilitation may not be necessary.

7 ACKNOWLEDGEMENTS

The research was funded by the National Science Foundation of the United States under grant #BCS 90-03654. Appreciation is extended to the California Strong Motion Instrumentation Program for providing the acceleration records, and to Mr. Kurt Auslinger, the owner of the building, for providing information on the structure.

8 REFERENCES

- National Earthquake Hazards Reduction Program. 1988. Recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings. Federal Emergency Management Agency.
- Tena Colunga, A. & Abrams, D.P. 1992. Dynamic response of Gilroy firehouse. Structural Research Series, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO V

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA

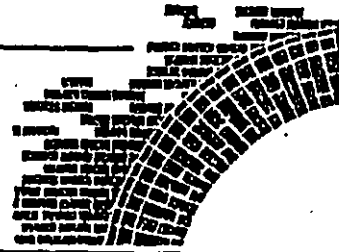
**ESTIMATING RESPONSE OF MASONRY STRUCTURES WITH LINEAR
FINITE ELEMENTS**

**DR. ARTURO TENA COLUNGA
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

FIFTH NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE

University of Illinois at Urbana-Champaign
June 3-6, 1990



ESTIMATING RESPONSE OF MASONRY STRUCTURES WITH LINEAR FINITE ELEMENTS

Arturo Tena-Colunga¹ and Daniel P. Abrams²

1. ABSTRACT

Dynamic response of two, three-story reinforced masonry structures that were subjected to simulated earthquake motions was correlated with results of numerical models. Three dimensional elastic finite elements were used to model perforated flanged walls. Computed frequencies and mode shapes are compared with those obtained from experiments. The influence of different lateral force distributions on normal and shear stresses at the piers was also examined with the finite element models. In addition, lateral drifts were computed using the FEM which were correlated with measurements. Research was part of Task 7.1 of the U.S.-Japan coordinated masonry research program.

2. INTRODUCTION

A number of analytical models for perforated shear walls (commonly known as a "pier models") do not replicate the rotational restraint at the top and bottom of piers. Frame type models for perforated walls also overestimate lateral stiffness because intersections of pseudo beam and column members must be considered rigid. To avoid these artificial restraints, a perforated wall can be represented with

¹ Graduate Research Assistant, Department of Civil Engineering,
University of Illinois at Urbana-Champaign; Urbana, Illinois 61801 U.S.A.

² Associate Professor, Department of Civil Engineering,
University of Illinois at Urbana-Champaign; Urbana, Illinois 61801 U.S.A.

plane stress finite elements. If an in-plane wall contains a flange, shell elements need to be used to model both bending and membrane actions of the flange.

It may not be possible to accurately model behavior of reinforced masonry structures with linear elastic models because of effects related to cracking, sliding along bed joints and slippage of reinforcement. The purpose of this paper is to help illustrate the utility of linear elastic finite shell elements for estimating response and behavior of low-rise reinforced masonry building structures. An attempt is made to show the merits and limitations of using a linear elastic, and thus approximate, finite element model to represent the more complex behavior and response of reinforced masonry within both linear and nonlinear ranges. Computed frequencies and mode shapes are compared with those obtained from experiments. The influence of different lateral force distributions on normal and shear stress distributions across a story is examined with the finite element model. Computed drifts for an inverted triangular load distribution are compared with those measured on the shaking table.

As a part of Task 7.1 of the TCCMaR program, one-quarter scale, three-story, reinforced masonry structures were subjected to simulated seismic loading. A full description of the experimental program and its preliminary results are described in references 1, 2, 3 and 5. As is shown in Fig. 1, test structure RM1 was a fully symmetric structure that consisted of flanged walls with window openings, while test structure RM3 had an asymmetric layout with window and door openings. The models were designed based on flexural criteria, in order to show that reinforced masonry could be designed to incur inelastic deformations. Simulated earthquakes were based upon the one recorded at El Centro, California (NS component), during the 1940 Imperial Valley Earthquake. The amplitude and time scale of the record was adjusted so that the structures would respond in a desired range.

3. DESCRIPTION OF FINITE ELEMENT MODEL

Four-noded (6 dof/node), rectangular flat-shell, finite elements were used to model the inplane perforated walls, flanges and slabs. This element combined both flexural and membrane actions (a complete description can be found in Ref. 4). Symmetry with respect to the lateral force distribution was taken into consideration, and therefore, just half of the structure was modeled. The mesh for structure RM1 consisted of 138 elements and 180 nodes, whereas the mesh for structure RM3 consisted of 108 elements and 150 nodes(Fig. 2). The meshes were coarse for representing stress values quantitatively, however, they were felt to be adequate for defining qualitative stress patterns and for estimating deflections. A consistent mass formulation was used in the analysis for distributing the self weight of the elements, and the additional weight supported by the slabs. The modulus of elasticity used in the analysis was 721 ksi, which was obtained from the average of prism tests(Ref. 1). A Poisson ratio of 0.28 was considered.

4. FREQUENCIES AND MODE SHAPES

Frequencies for the first three translational modes were computed and are in Table 1. The apparent first mode frequencies measured during the free vibration tests before all earthquake test runs of structures were found to be 15 Hz and 13.5 Hz for models RM1 and RM3 respectively. The analytical models were always stiffer than the real structures. These differences may be attributed to premature cracking of the models due to shrinkage. In addition, the flexibility of the shaking table platform and support system was neglected in the analysis. Also, finite elements are always stiffer than the exact solutions.

TABLE 1.- COMPUTED FREQUENCIES FOR FIRST THREE TRANSLATIONAL MODES (Hz)		
MODE	MODEL RM1	MODEL RM3
1	19.6	15.6
2	58.0	48.6
3	96.4	80.9

The fundamental modes shapes obtained from the finite element analysis are presented in Fig. 3. They are compared to normalized shapes measured during shaking in Fig. 4. The modal participation factor α_i for any mode shape i , is defined as $\alpha_i = \sum m_j \Phi_{ij} / \sum m_j \Phi_{ij}^2$, where Φ_{ij} is the amplitude of mode shape i at level j , and m_j is the mass at level j .

Computed modal participation factors for normalized first mode shapes are compared in Table 2 for measured and calculated values. Correlations for both structures suggested that the modal participation factor for the first mode was insensitive to the shape assumption, and thus, a coarse mesh model was felt to be appropriate.

TABLE 2.- MODAL PARTICIPATION FACTORS FOR THE FIRST MODE SHAPE			
Model	Measured	Calculated	% Difference
RM1	1.30	1.28	1.3%
RM3	1.28	1.28	0.5%

5. VERTICAL AND SHEAR STRESSES

From lateral acceleration measurements at each of the three levels, it was apparent that force distributions fluctuated substantially during shaking. Therefore, it was of interest to study the sensitivity of shear and normal stress distributions at the base

story to variations in the lateral force distribution. The question was " does the lateral distribution influence damage at the base which, in turn, influences the lateral force distribution ? ".

The same finite element meshes used for the frequency analysis were used to study the influence of different lateral force distributions on normal and shear stresses at the base story, where most of the damage was observed. Lateral forces were distributed across the nodes of each floor slab. Three hypothetical lateral force distributions were studied: (a) inverted triangular, (b) uniform, and (c) triangular. The analyses were done using forces that would result in the same maximum base shear as measured during the last test run of the shaking table tests. The computed stress contours are shown in Figs. 5 and 6. A summary of the results obtained are presented in Table 3.

The vertical normal stresses can be analyzed from Figs. 5 and 6 for the different load distributions under study. For all distributions on both models, the tension and compression stress concentrations were located nearby the corners of an opening, as well as in the vicinity of the corner of the exterior piers at the base level, as was expected. The inverted triangular load distribution produced higher stress concentrations at the first story than the triangular or uniform load distribution.

TABLE 3.- MAXIMUM STRESSES FOR DIFFERENT CONDITIONS AND DISTRIBUTIONS OF LATERAL LOADING(FROM FINITE ELEMENT ANALYSIS)								
LATERAL LOAD DISTRIBUTION	a) EQUIVALENT BASE SHEAR							
	MODEL RM1 ($V_1 = 1.65 W$)				MODEL RM3 ($V_1 = 1.47 W$)			
	$\tau_{xy}(+)$	$\tau_{xy}(-)$	$\sigma_y(+)$	$\sigma_y(-)$	$\tau_{xy}(+)$	$\tau_{xy}(-)$	$\sigma_y(+)$	$\sigma_y(-)$
Inverted Triangular	210 (1.45)	66 (0.46)	375 (2.59)	375 (2.59)	306 (2.11)	70 (0.48)	759 (5.23)	932 (6.43)
Uniform	210 (1.45)	59 (0.41)	332 (2.29)	332 (2.29)	299 (2.06)	68 (0.47)	678 (4.67)	880 (6.07)
Triangular	208 (1.43)	51 (0.35)	247 (1.70)	247 (1.70)	287 (1.98)	65 (0.45)	548 (3.78)	778 (5.36)
NOTES : Stress units : psi (MPa) (+) Tension								

The magnitude of the compressive vertical stresses at maximum base shear condition for the inverted triangular force distribution (Table 3) may be considered as moderate for structure RM1 (375-psi), and important for model RM3 (932 psi).

The analyses indicated that structures RM1 should have cracked at a base shear equal to 0.43W and that structure RM3 should have cracked at a base shear of 0.2W (assuming a tensile strength equal to 100 psi). These values of base shear were lower than those for the initial test runs when no cracking was observed (0.41W and 0.38W for RM1 and RM3 respectively).

Computed shear stresses are presented in Figs. 5 and 6 for the three different load distributions and an equivalent base shear. The shear-stress contours identify the stress concentration regions in the vicinity of openings, particularly in the central pier at the base. The stress contour at the first story are approximately the same for all three lateral distributions. The central pier of RM1 should be subjected to a high shear stress concentration in the zone located between adjacent windows. In the first story, the average shear stress in that zone should be almost twice as much as the average shear stress for the exterior piers. The magnitude of the maximum shear stresses (Table 3) corresponded to the peak shear stresses obtained from diagonal compression tests of square reinforced panels (Ref. 1). However, the damage observed did not correlate well with the stress concentration regions defined by the finite element analysis. In RM1, exterior piers failed in diagonal tension while the central pier could not attract the shear that was expected due to the sliding along the bed joints at the top and bottom levels of window openings (Fig. 7). This sliding mechanism was not modeled with the elastic finite elements.

6. LATERAL DEFLECTIONS

The maximum deflection at the top of each structure was computed using the linear elastic finite element model with an inverted triangular load distribution. The magnitude of the loads was determined according to the base shear measured experimentally for each run. For the first test run, uncracked elements were used. In subsequent runs, cracking was considered by using a simplified approach. The moment of inertia of the cracked section, I_{cr} , was considered instead of the moment of inertia of the gross section, I_g , for those piers which were observed to be cracked. An equivalent modulus of elasticity, E_{cr} , was input to the computational model ;

$$E_{cr} = (I_{cr} / I_g) E_m$$

It should be noted that the axial stiffness of elements subjected to tension was overestimated, while the axial stiffness of those subjected to compression was underestimated. However, these effects should balance by themselves because of the rather symmetric mapping considered.

Measured and computed maximum drifts for models RM1 and RM3 for each test run are presented in Table 4. Computed drifts are always smaller than measured values. The correlation between measured and computed drifts for small amplitude test runs was good. Differences between measured and computed drifts at failure were evident and show the limitation of using cracked-elastic models together with a static analysis in the forecasting of drift for inelastic structures subjected to dynamic excitation. The correlation between measured and computed drifts is better for structure RM1 than for structure RM3. This seems reasonable since RM1 did not yield until run 3, while RM3 should have yielded during run 2.

TABLE 4. - MEASURED VS COMPUTED MAXIMUM DRIFTS (δ_3 / H)				
MODEL RM1				
Run	$\frac{V_b}{W}$	$\frac{M_b}{M_y}$	Measured Drift (%)	FEM Drift (%)
1	0.41	0.37	0.03	0.02
2	0.72	0.73	0.09	0.08
3	0.97	0.81	0.19	0.15
4	1.65	1.15	1.06	0.42
MODEL RM3				
Run	$\frac{V_b}{W}$	$\frac{M_b}{M_y}$	Measured Drift (%)	FEM Drift (%)
1	0.38	0.55	0.04	0.03
2	0.72	1.01	0.17	0.10
3	0.92	1.29	0.41	0.19
5	0.99	1.34	0.49	0.22
6	1.47	1.58	1.32	0.48

7. SUMMARY AND CONCLUSIONS

The study showed that linear elastic finite elements :

- a) Could give reasonable estimates of natural frequency.
- b) Could give excellent estimates of mode shape and modal participation factor.
- c) Could not give good predictions of damage patterns, because of inelastic sliding and yielding mechanisms .
- d) Could give good estimates of lateral drift for low-amplitude excitations, but not for large-amplitude ones.

Future research on analytical modeling of masonry should include development of inelastic elements that can represent cracking, yielding of reinforcement, sliding mechanisms and diagonal tension.

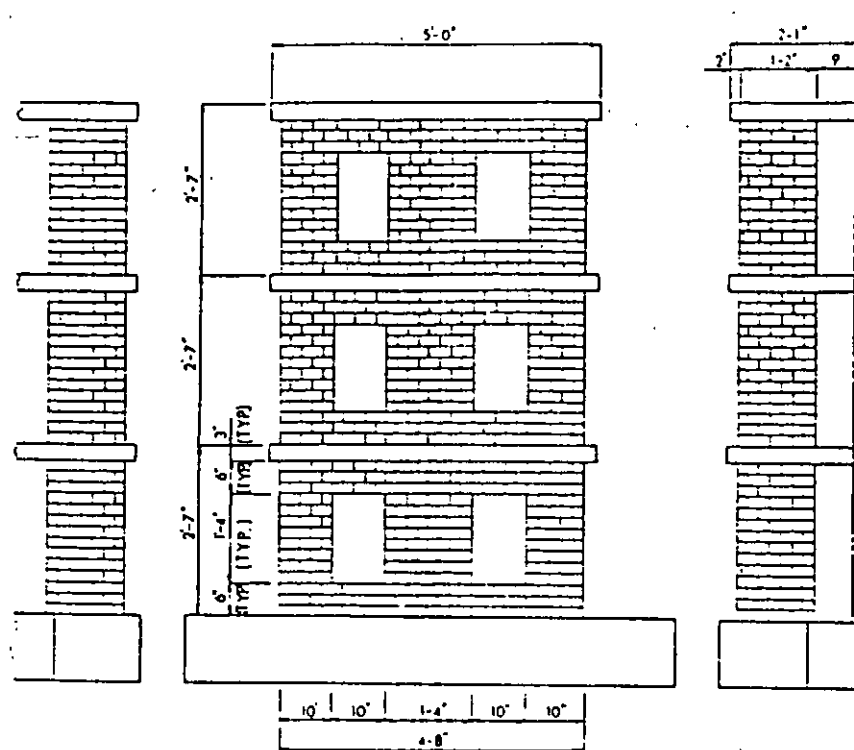
8. ACKNOWLEDGEMENTS

The research project was part of Task 7.1 of the US-Japan Coordinated Masonry Research Program. The project was funded by the National Science Foundation under grant ECE-86-12476. Opinions and findings presented in the paper are those

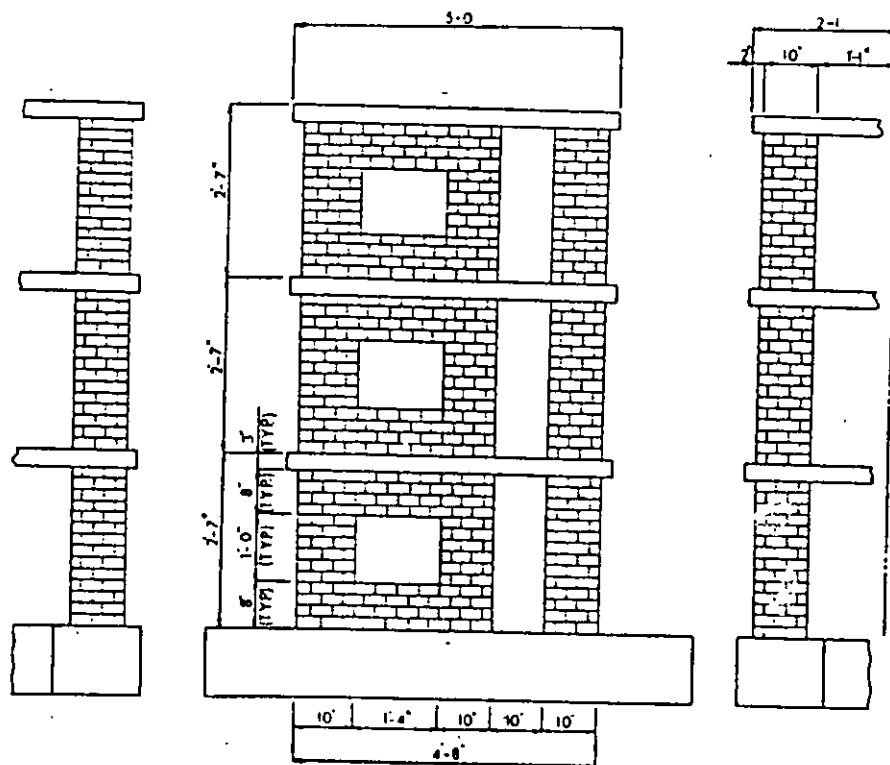
of the authors, and may not necessarily reflect consensus opinion of the Technical Coordination Committee for Masonry Research.

9. REFERENCES

- 1.- Abrams, D. P. and T. J. Paulson, *"Dynamic Testing of One-Quarter Scale Reinforced Concrete Masonry Building Structures"*, Proceedings of Fourth Meeting of US-Japan Joint Technical Coordination Committee, Rancho Bernardo, California, October 1988.
- 2.- Abrams, D. P. and T. J. Paulson, *"Modeling Earthquake Response of Concrete Masonry Building Structures"*, Proceedings of Session on "Scaled Models of Special Structures" at ACI Fall Convention, San Diego, California, November 1989.
- 3.- Abrams, D. P. , *"Dynamic and Static Testing of Reinforced Concrete Masonry Structures"*, Proceedings, Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Volume VII, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988. p.p. 169-174.
- 4.- Lopez, L. , R. Dodds, D. Rehak and R. Schmidt , *"POLO-FINITE, A Structural Mechanics System for Linear and Nonlinear, Static and Dynamic Analysis"*, Civil Engineering Systems Laboratory, University of Illinois at Urbana-Champaign.1987.
- 5.- Paulson, T. J. and D. P. Abrams, *"Correlation Between Static and Dynamic Response of Model Masonry Structures"*, Proceedings of Fifth Meeting of the US-Japan Joint Technical Coordinating Committee on Masonry Research, Tsukuba, Japan, October 1989.

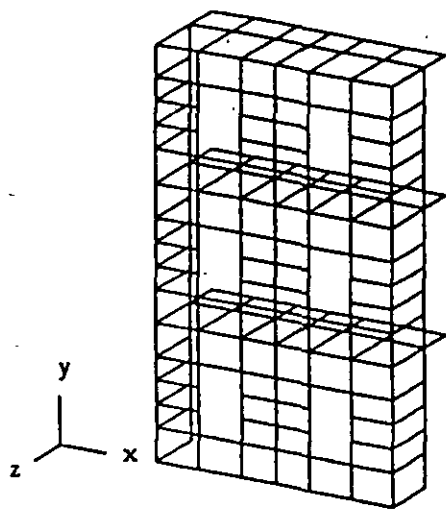


a) Structure RM1

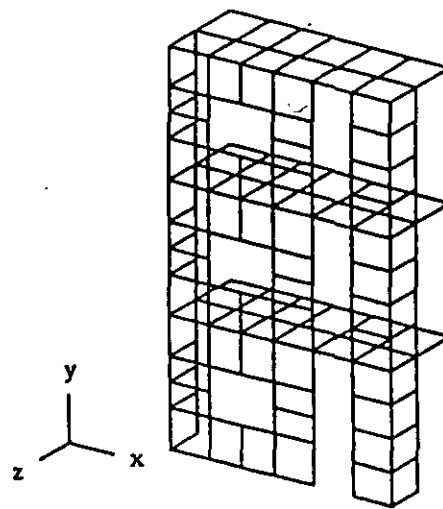


b) Structure RM3

Fig. 1.- Vertical Layout of the Test Structures

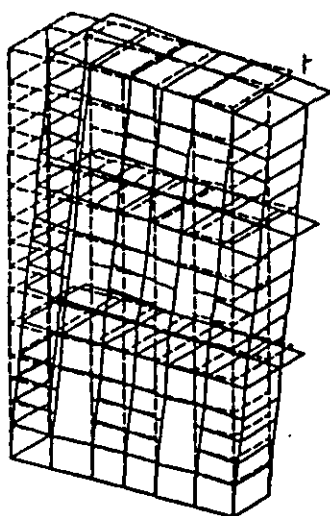


a) Model RM1

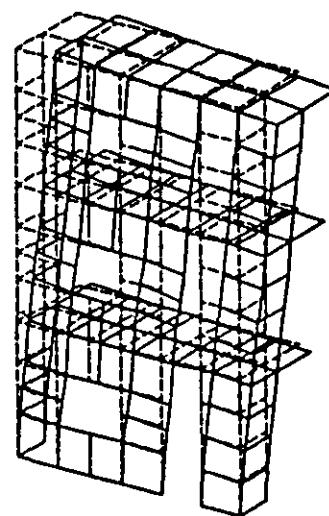


b) Model RM3

Fig 2.- Finite Element Meshes

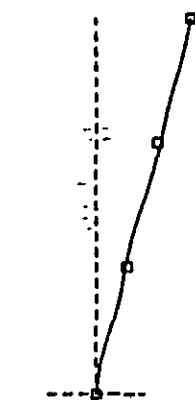


a) Model RM1



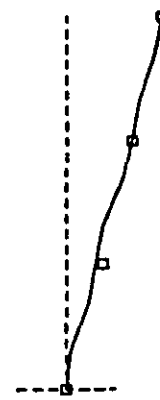
b) Model RM3

Fig 3.- First Mode Shape obtained from FEM



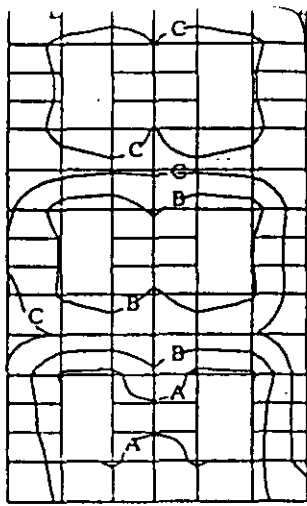
a) Model RM1

□ Measured
— FEM



b) Model RM3

Fig 4.- Normalized First Mode Shape, measured vs FEM



Contour values (psi) :

A = 194

B = 136

C = 78

D = 20

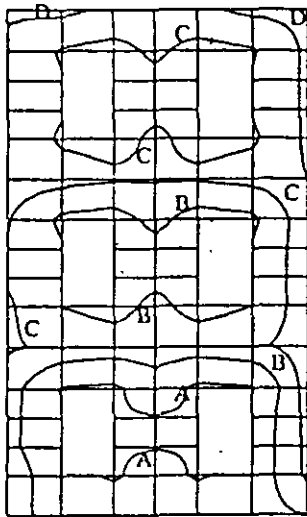
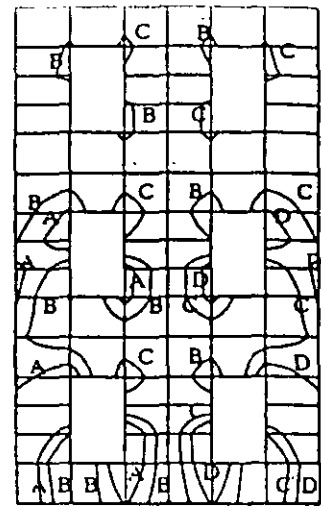
A = 194

B = 97

C = -97

D = -194

a) Inverted Triangular



Contour values (psi) :

A = 194

B = 136

C = 58

D = 20

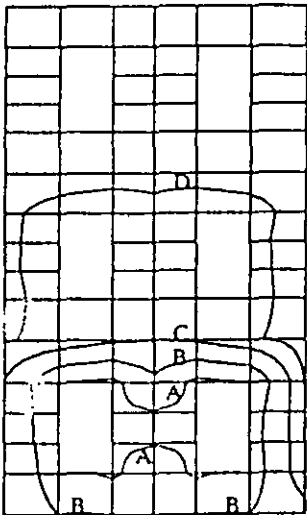
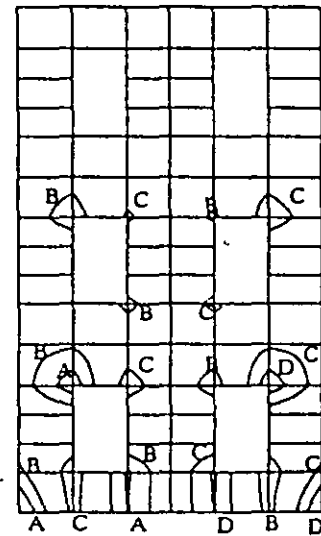
A = 194

B = 97

C = -97

D = -194

b) Uniform



Contour values (psi) :

A = 194

B = 136

C = 78

D = 20

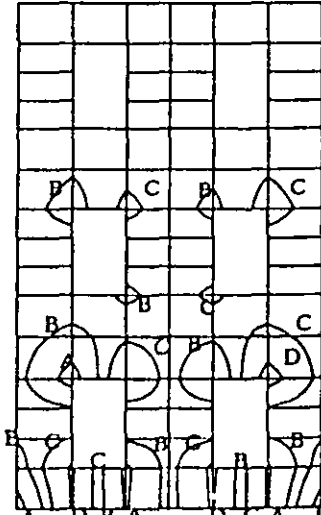
A = 175

B = 39

C = -39

D = -175

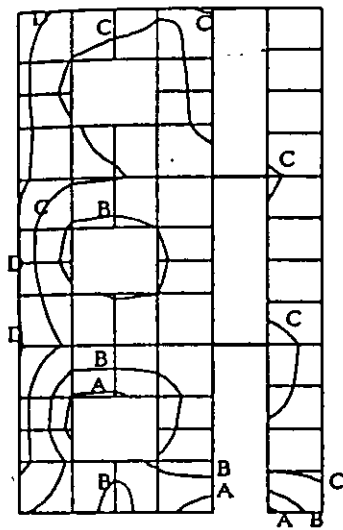
c) Triangular



Shear Stresses

Vertical Stresses

Figs. 5.- Stress Contours for different lateral force distributions, Structure RM1



Shear Stresses

Contour values (psi) :

$$A = 242$$

$$B = 173$$

$$C = 87$$

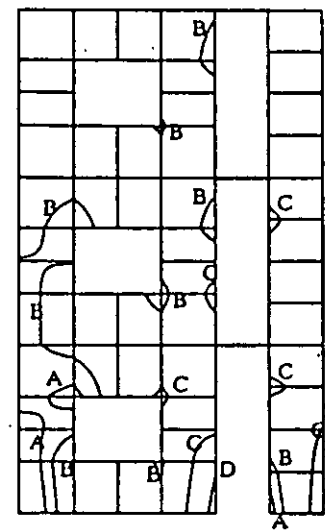
$$D = 35$$

$$A = 346$$

$$B = 173$$

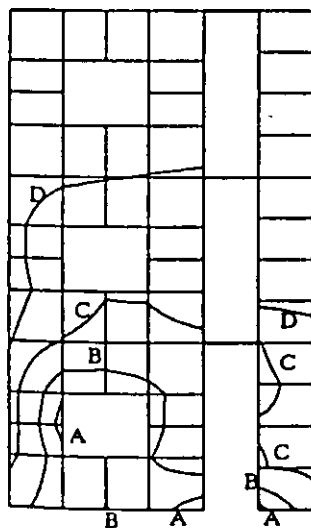
$$C = -346$$

$$D = -778$$



Vertical Stresses

a) Inverted Triangular



Shear Stresses

Contour values (psi) :

$$A = 242$$

$$B = 173$$

$$C = 87$$

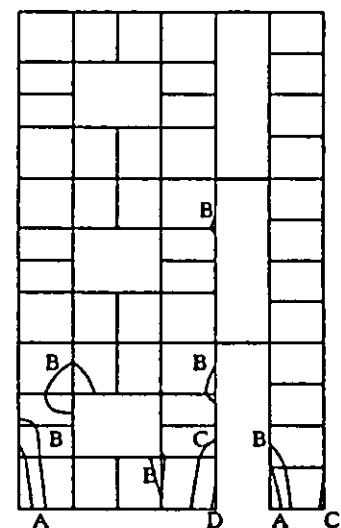
$$D = 35$$

$$A = 346$$

$$B = 173$$

$$C = -346$$

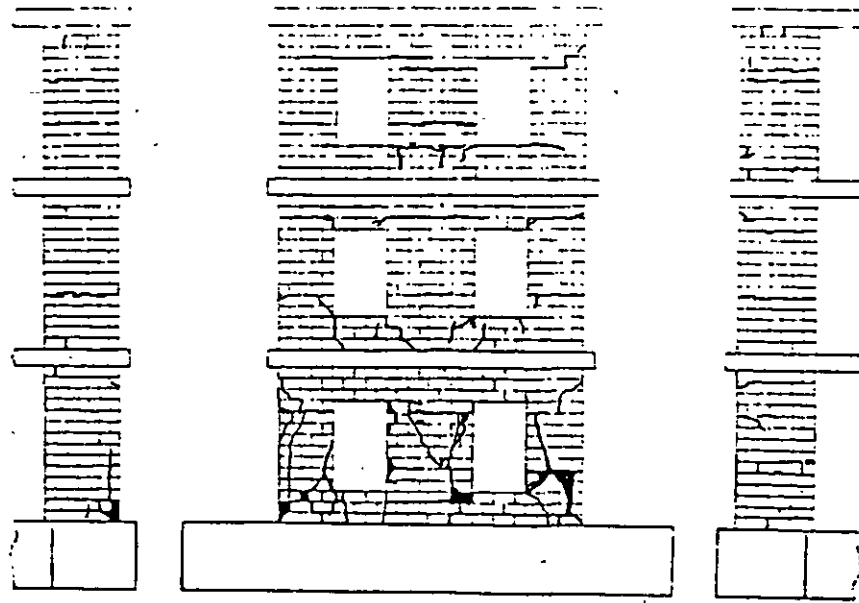
$$D = -692$$



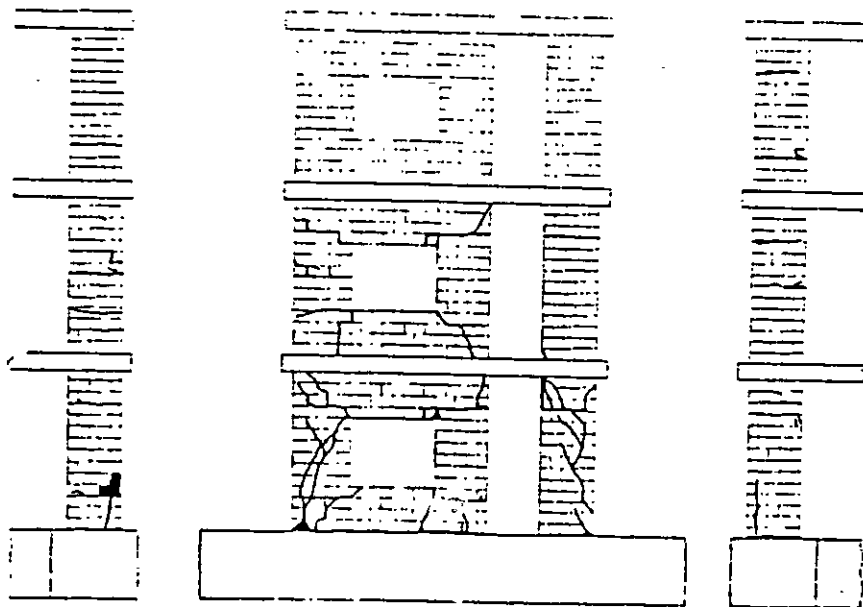
Vertical Stresses

b) Triangular

Figs. 6.- Stress Contours for different lateral load distributions, Structure RM3



a) Structure RM1



b) Structure RM3

Fig. 7. Observed damage of reduced scaled structures during shaking table tests



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO V

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA

**DISEÑO Y COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE
CONCRETO REFORZADO**

**DR. OSCAR LÓPEZ BÁTIZ
PALACIO DE MINERÍA
SEPTIEMBRE 1999**

Esta guía para diseño
considerando la resistencia
última de los elementos estruc-
turales contiene todo lo
concepto presentado durante
el diseño.

Oscar López B.
Sept. 1999.

A I J DESIGN GUIDELINES
FOR
EARTHQUAKE RESISTANT
REINFORCED CONCRETE BUILDINGS
BASED ON
ULTIMATE STRENGTH CONCEPT
(1990)

PREFACE

The "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures" (hereinafter abbreviated as the AIJ Standard) was first published by the Architectural Institute of Japan (AIJ) in 1933 followed by several revisions, and it has been widely used as a method for the structural calculation of reinforced concrete structures in Japan. The AIJ Standard, although basically based on the allowable stress concept when determining the safety criteria, is partially based on the ultimate strength concept by introducing a concept of higher allowable stresses for short-term working loads than those for long-term working loads, and the ultimate shear strength for shear design of columns and beams. Recently the importance of structural design based on the properties at the ultimate stage has been widely recognized. Hence, the Building Standard Law Enforcement Order, revised in 1980, adopted the requirement to examine the lateral load carrying capacity of a structure in its seismic provisions.

The design guidelines presented hereby requires a minimum lateral load carrying capacity of a structure to limit the response deformation during an earthquake, and the formation of a ductile total yield mechanism to dissipate earthquake input energy. The special feature of the design guidelines is that a structural designer should plan a desirable yield mechanism for a structure under an earthquake excitation and should design the structure to develop the planned yield mechanism during a strong earthquake. In the first step of the design method (designated as the yield mechanism design), the designer should plan a desirable yield mechanism, and give both the required strength to the structure and sufficient ductility to the planned yield hinges. In the second step (designated as the yield mechanism assuring design), the designer should provide non-yielding regions and members with sufficient strength to assure the formation of the planned yield mechanism of the structure. Another feature is a new proposal in shear design of members based on a plasticity theorem, in which shear is assumed to be resisted by concrete arch and truss mechanisms. The unified shear design method can be used for beams, columns and structural walls.

The earthquake resistance of the design method relies on the energy dissipation capacity at the planned yield hinges. Thus, the application of this method is limited to those structures that can develop a clearly defined yield mechanism. From this view point, the proposed design guidelines is not intended to replace the AIJ Standard that can be employed for various types of structures, but supplement the use of the AIJ Standard.

October 1990

Architectural Institute of Japan

MEMBERS OF THE TECHNICAL COMMITTEES CONCERNED

Structures Committee

Chairman B. Kato
Secretaries Y. Matsushima, T. Okada, J. Sakamoto

Steering Committee of Reinforced Concrete Structures

Chairman S. Morita
Secretaries S. Nomura, S. Otani, F. Watanabe
Members H. Adachi, S. Bessho, S. Hayashi, M. Hirose, H. Imai, Y. Inada, Y. Inoue, O. Joh, T. Kabeyasawa, N. Kani, Y. Kanoh, T. Kubo, Y. Matsuzaki, K. Minami, S. Mochizuki, S. Nakata, H. Noguchi, T. Ohgoshi, M. Ohkubo, T. Okada, A. Shibata, T. Shimazu, K. Suzuki, M. Takatsu, R. Tanaka, F. Tomosawa, E. Tsuji, S. Yamada, I. Yamaguchi, K. Yoshioka

Seismic Design Sub-committee

Chairman T. Okada
Secretaries T. Kubo, S. Nomura, S. Otani
Members M. Hirose, O. Joh, T. Kabeyasawa, N. Kani, Y. Matsuzaki, K. Minami, S. Nakata, M. Ohkubo, A. Shibata, S. Sugano, F. Watanabe, K. Watanabe, T. Yamauchi

Working Group for Shear Capacity Evaluation

Chairman F. Watanabe
Secretaries K. Minami, S. Sugano
Members Y. Arai, T. Arakawa, S. Hayashi, I. Ichinose, O. Joh, T. Kabeyasawa, A. Kaku, H. Kuramoto, T. Shibata, H. Shinohara, I. Shiraishi, K. Yoshioka

Working Group for Design Examples

Chairman N. Kani
Members J. Fukushima, M. Hara, Y. Hattori, N. Inoue, M. Kimizuka, K. Kobayashi, T. Matsuoka, K. Usami, M. Yamamoto, T. Yamauchi

List of members
who have prepared
the original edition of the "Guidelines"
in Japanese

Chapter 1 Tsuneo Okada
Chapter 2 Shinsuke Nakata
Chapter 3 Tetsuo Kubo
Chapter 4 Shunsuke Otani
4.1-4.2
4.3-4.4 Toshimi Kabeyasawa
Chapter 5 Masamichi Ohkubo
Chapter 6
6.1-6.3 Fumio Watanabe
6.4 Toshimi Kabeyasawa
6.5 Fumio Watanabe
Chapter 7 Osamu Joh
Chapter 8 Shunsuke Otani
Chapter 9 Shunsuke Sugano
Chapter 10 Masamichi Ohkubo

Design Example I (6-story building) Working Group for Design Examples
Design Example II (12-story building) Working Group for Design Examples

CHAPTER 1 : GENERAL REQUIREMENTS

TABLE OF CONTENTS

	Page
Chapter 1 : General Requirements	9
Chapter 2 : Material and Material Strength	15
Chapter 3 : Structural Planning	25
Chapter 4 : Design Method	36
Chapter 5 : Design for Flexure with/without Axial Load	60
Chapter 6 : Design for Shear and Bond	77
Chapter 7 : Beam-Column Joint	124
Chapter 8 : Foundation Structure	142
Chapter 9 : Reinforcement Detailing	146
Chapter 10 : Non-Structural Elements	163
Design Example I (6-story building) (Not included)	
Design Example II (12-story building) (Not included.)	

1.1 Scope

The present Design Guidelines describes an earthquake resistant design method based on ultimate strength concept for reinforced concrete building structures, which shall form a yielding mechanism during a strong earthquake. The buildings shall satisfy the following conditions:

- (a) A moment-resisting frame structure or a moment-resisting frame structure with structural walls of regular configuration, and
- (b) A total height of a building not more than 45 m.

[Commentary]

The Design Guidelines describes an earthquake resistant design method based on ultimate strength concept for a regular moment-resisting frame structure or a moment-resisting frame structure with structural walls of a total height not more than 45 m.

"The AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures" is principally based on the allowable stress design procedure, and adopts partially ultimate strength design concept.

On the other hand, the Building Standard Law Enforcement Order, revised in 1981, use two-step procedures in earthquake resistant design: (a) The first step based on allowable stress design procedure; and (b) the second step to examine the ultimate lateral load carrying capacity of a structure and member ductility. The AIJ Standard is used mainly in the first step. The adoption of the two-step procedure is believed to have improved the earthquake resistance of a reinforced concrete building; however, because the second procedure is only an examination, a structural engineer is hard to envision the behavior of the structure at the ultimate state during the first step design procedure.

The Design Guidelines supplements the weakness of the AIJ Standard not to cover the second step design procedure, and furthermore shows a single-step ultimate strength earthquake resistant design method.

The philosophy in the Design Guidelines is believed to be commonly applicable to the design of general reinforced concrete buildings. However, the application is limited to regular buildings, which can develop a clearly defined yield mechanism under lateral loading. The limitation became necessary partially because of the shortage of analytical evidences and theoretical support. A building under design must be planned to have a uniform distribution of mass and stiffness along the height and in the plan so that a uniform response should be developed during a strong earthquake. Unbalanced distribution of mass and stiffness is likely to cause a magnification of response in limited locations, resulting in the formation of partial yield mechanisms with concentrated damages in the locations.

Two reasons for the height limitation are given below.

- (1) The fundamental vibration mode is dominant in a building whose total height is not too high. The Design Guidelines assumes the formation of a planned yield mechanism under fundamental mode vibration.

(2) Ministry of Construction requires a appraisal of design for a building of more than 45 m in height.

The methods specified in each chapter are still tentative due to the lack of understanding. This Design Guidelines, including the scope, will be reviewed with increase of research findings. In the practical application of this Design Guidelines, it is hoped that all users understand the concept behind it, and use it correctly.

1.2 Definitions

The following terms are defined for general use in the guidelines.

Yield Mechanism : A mechanism formed by developing yield hinges in a structure subjected to horizontal earthquake forces

Frame Structure : A structure consisting of beams and columns which resist the actions caused by earthquake forces, commonly known as a moment-resisting frame.

Wall-frame Structure : A structure consisting of an independent multi-story continuous structural walls or of multi-story continuous structural walls within a frame structure.

Yield Hinge (Region) : Location (region) in a member where plastic deformation by bending moment is allowed to develop

Yield Mechanism Design or Mechanism Design : A design procedure to plan a target yield mechanism and to determine the resistance at planned yield hinges to satisfy the required lateral resistance.

Yield Mechanism Assuring Design or Assurance Design : A design procedure to provide members with resistances necessary to avoid failure in region other than the planned yield hinges even under upper bound actions by an earthquake motion.

Overall Yield Mechanism : A yield mechanism in which uniform inter-story drift angles by plastic deformation are developed over the structural height, typically a mechanism formed by yielding at all beam ends and at the first story column base.

Partial Yield Mechanism : A yield mechanism in which inter-story drift angles by plastic deformation concentrate in a limited number of stories.

Design Limit Deflection : Maximum inelastic response deflection of a structure or members allowed under a large intensity earthquake motion considered in design.

Assurance Deflection : Deformation capacity to which the design assures a structure and its members to perform without failure.

Linear Analysis : A structural analysis under design earthquake loads assuming equivalent stiffness of members realistically evaluated at the yielding of a structure.

Nonlinear Analysis : A structural analysis under fundamental distribution of earthquake loads assuming upper bound flexural strength at the planned yield hinges.

Primary Distribution of Earthquake Loads : Average distribution of horizontal loads expected to act on a structure during a strong earthquake.

Moment Redistribution : Modification of moments obtained by the linear analysis by satisfying

the equilibrium of internal actions and external earthquake loads, for the purpose of rational and economical design and construction

Dynamic Effects : Magnification of member actions obtained by the static nonlinear analysis under the primary distribution of earthquake loads to take into account the contribution of higher mode effects.

Concurrency of Bi-directional Earthquake Loads : Effect of simultaneous earthquake actions along both principal axes of the structure.

Ultimate Strength : Strength of sections and members in general.

Reliable Strength : Nominal strength of a section or member calculated as the lower bound, using section dimensions and minimum specified material strengths and taking into consideration the reliability of strength evaluation methods.

Upper Bound Strength : Nominal strength of a section or member calculated as the upper bound, taking into consideration all possible factors which contribute to the strength such as higher than specified material strengths, additional steel placed for construction purpose, reliability of strength evaluation methods, spread of effective width of slabs and orthogonal walls.

Flexural Strength : Bending resistance evaluated for a section, neglecting the interaction by shear resistance.

Shear Strength : Shear resistance evaluated for a member assuming infinitely large flexural strength.

Truss Mechanism : A shear resistance mechanism formed by longitudinal reinforcement of varying stress distribution, shear reinforcement, and inclined concrete strut.

Arch Mechanism : A shear resistance mechanism formed by longitudinal reinforcement of uniform stress distribution and a diagonal concrete strut between the two member ends.

Effectiveness Factor for Compressive Strength of Concrete : Reduction factor for compressive strength of concrete used in the evaluation of shear strength.

Special Yield Hinge : A yield hinge of a column or structural wall that requires a special reinforcement detailing due to high axial stresses.

Non-structural Member : A member of a structure that is not planned to carry earthquake actions.

[Commentary]

Representative terms are defined in this section.

1.3 Symbols

A_c : cross-sectional area of a column;
 A_{cc} : effective cross-sectional area of a boundary column in a structural wall for shear strength;
 A_{core} : cross-sectional area of a boundary column in a structural wall;
 A_g : gross cross-sectional area of longitudinal reinforcing bars in column section;

A_v :cross-sectional area of a set of shear reinforcing bars;
 A_{ws} :cross-sectional area of vertical reinforcing column in a wall panel;
 A_{wt} :cross-sectional area of inclined reinforcing bars in a wall panel;
 A_x :cross-sectional area of inclined reinforcing bars for shear strength;
 C_t :design base shear coefficient;
 C_{t0} :base shear coefficient in the yield mechanism assuring design;
 C_B :standard base shear coefficient;
 D :overall depth of a section of beam or column;
 D_c :overall depth of a section of a boundary column in a structural wall;
 D_j :effective depth of a beam-column connection (column depth or horizontally projected length of 90 degrees hook);
 F_c :design nominal strength of concrete;
 F_i :horizontal load at the (i+1) floor;
 H_t :height of the structure from the ground to the (i+1) floor level;
 H_n :total height of the structure from the ground level;
 L :clear span of a column or beam;
 N_c :axial load of a column in the yield mechanism assuring design;
 N_{cc} :axial load of a boundary column in a structural wall;
 N_w :axial load of a wall in the yield mechanism assuring design;
 P_i :horizontal load at the (i+1) floor defined by a reverse triangular distribution of seismic intensity;
 P_t :concentrated horizontal load at the roof floor;
 Q_t :design base shear;
 R_p :rotational angle at the yield hinge region associated with assuring deformation of a structural member;
 R_s :yield mechanism assurance inter-story deflection;
 R_t :vibration characteristic factor;
 R_u :assuring rotational angle of a wall;
 T :fundamental period of the structure;
 V_j :design shear for a beam-column connection;
 V_{ju} :reliable shear strength of a beam-column connection;
 V_u :reliable shear strength of a beam or column;
 W_i :sum of dead and live loads for earthquake loading at the (i+1) floor;
 Z :earthquake zone factor;
 b :width of a section of a beam or column;
 b_{ai} :difference of dimensions of beam width and column depth;
 b_b :beam width;
 b_c :distance from the face of a beam to the face of a column;
 b_j :effective width of a beam-column connection;
 d :effective depth of a beam or column;
 d_b :nominal diameter of a longitudinal reinforcing bar;
 h_s :height of spandrel beam or width of wing wall;
 h_w :height of a wall for shear design;

j :distance from the centroid of the compressive resultant to the centroid of the tensile resultant;
 j_t :distance between top and bottom bars in a beam or column;
 k_1 :coefficient for compressive axial load limit of a column;
 k_2 :coefficient for tensile axial load limit of a column;
 k_3 :coefficient for compressive axial load limit of a wall;
 l :span length of a beam or height of a column;
 l_w :distance between centers of boundary columns within a wall;
 l_w' :clear span of a wall panel;
 l_{wa} :equivalent width of a wall panel in the arch (strut) mechanism;
 l_{wb} :equivalent width of a wall panel in the truss mechanism;
 n :number of stories;
 p_s :shear reinforcement ratio within a wall panel;
 p_w' :shear reinforcement ratio of external shear reinforcement;
 p_w :shear reinforcement ratio of a beam or column ($A_v/(b \cdot s)$);
 p_{wt} :required shear reinforcement ratio at the middle part of a member;
 s :space of shear reinforcement;
 t_w :thickness of a wall panel;
 α :load concentration factor at the roof floor;
 β :ratio of shear carried by the truss mechanism in the effective compressive strength of concrete;
 β_{chi} :ratio of shear carried by columns in the i-th story under a higher mode distribution of earthquake forces;
 β_{ci} :ratio of shear carried by columns in the i-th story under the fundamental mode distribution of earthquake forces;
 β_{whi} :ratio of shear carried by walls in the i-th story under a higher mode distribution of earthquake forces;
 β_{wi} :ratio of shear carried by walls in the i-th story under the fundamental distribution of earthquake forces;
 γ :unit weight of concrete;
 $\Delta\sigma$:stress difference of longitudinal reinforcing bars at the ends of a member;
 $\Delta\omega_i$:higher mode coefficient;
 Δl_{wa} :incremental length of an equivalent wall width by boundary columns in the arch mechanism;
 Δl_{wb} :incremental length of an equivalent wall width by boundary columns in the truss mechanism;
 δ_s :projected width of a structural gap;
 θ :angle of the compressive strut in the arch mechanism;
 θ_{wx} :angle of inclined reinforcement to the axis of member in a wall panel;
 θ_x :angle of inclined reinforcement to the axis of member;
 κ :coefficient of shear strength of a beam-column connection;
 v :effective factor for the compressive strength of concrete;
 v_o :effective factor for the compressive strength of concrete in a non-hinged member;

$\Sigma \psi$	:total perimeter of longitudinal reinforcing bars;
σ_B	:compressive concrete strength,
σ_{sy}	:strength of shear reinforcement in a wall panel to estimate the reliable strength;
σ_{wxy}	:strength of inclined shear reinforcement in a wall panel to estimate the reliable strength;
σ_{wy}	:strength of shear reinforcement in a column or beam to estimate the reliable strength,
σ_{wyu}	:strength of vertical shear reinforcement in a wall panel to estimate the upper bound strength;
σ_{xy}	:strength of inclined shear reinforcement in a column or beam to estimate the reliable strength;
σ_y	:nominal yield strength of a reinforcing bar;
σ_{yu}	:strength of longitudinal reinforcing bars to estimate the upper bound strength;
τ_{bu}	:bond strength of longitudinal reinforcing bars;
τ_f	:bond stress of longitudinal reinforcing bars generated by the flexural moment at both ends;
τ_t	:bond stress of longitudinal reinforcing bars generated by shear carried by the truss mechanism;
ϕ	:angle of the compressive strut in the truss mechanism;
ϕ_0	:structural strength magnification factor in the yield mechanism assuming design;
ψ_2	:concurrency safety factor;
ω_{ci}	:dynamic magnification factor of a column at the i-th story; and
ω_{wi}	:dynamic magnification factor of a wall at the i-th story.

[Commentary]

Representative symbols used in this guidelines are annotated in this section. Symbols not listed in this section can be used in the following chapters, whose definition will be given in the corresponding commentaries.

CHAPTER 2 : MATERIALS AND MATERIAL STRENGTHS

2.1 Concrete

2.1.1 Materials, Quality and Types

Materials for concrete and their quality shall conform to "Japanese Architectural Standard Specification for Reinforced Concrete Work (JASS-5)" published by Architectural Institute of Japan. Types of concrete by aggregates shall be the normal weight concrete with the design nominal strength (F_c) between 210 kgf/cm² and 360 kgf/cm².

2.1.2 Material Strength

The compressive strength (σ_B) of concrete can be determined by the design nominal strength (F_c).

[Commentary]

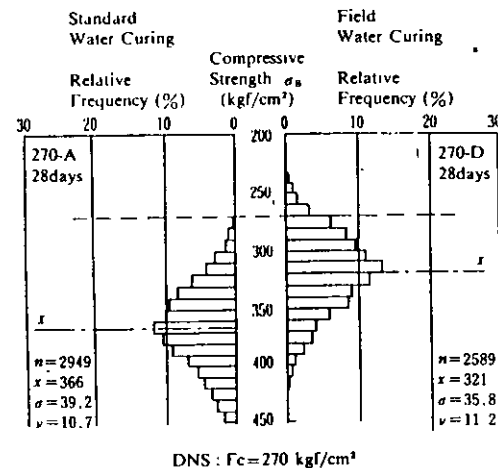
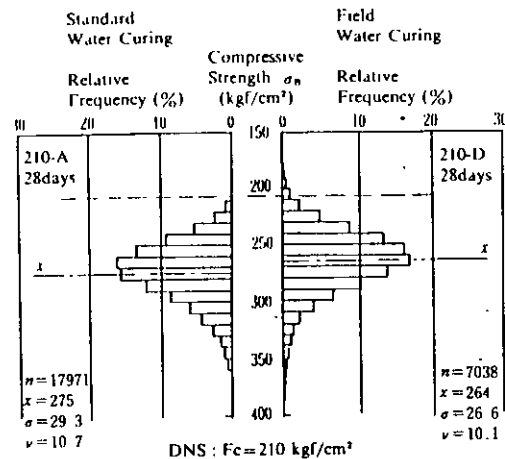
2.1.1 Materials, Quality and Types

The concrete strength used in the evaluation of member strength in an ultimate strength design affects directly the flexural strength of columns and structural walls, and the shear strength of beams, columns, structural walls and beam-column connections. The reliability of strength evaluation methods has been examined for structural member tests using a range of material strengths outside the range defined in the guidelines. However, the range of the concrete strength is determined in accordance with JASS-5 [Ref. 2.1]. The use of light weight aggregate concrete is excluded because the reliability of the strength and ductility evaluation has not been established due to lack of test data.

2.1.2 Material Strengths

Reliability of the method to evaluate reliable strengths of a structural member is examined on the basis of actual concrete strength obtained in the test. Therefore, the concrete strength in a design must be the one that could be developed in the construction. The variation in concrete strength is described in Ref. 2.2. To understand the quality of concrete in recent construction, the relationship between design nominal strengths and standard cylinder strengths, and the relationship between concrete core strengths in various members and design nominal strengths are discussed.

According to the report [Ref. 2.3] from the Japan General Building Research Corporation (GBRC) on the concrete cylinder tests on 24,000 specimens, the average of 28-day strength of specimens by field water curing varies from 1.08 to 1.40 times as large as the design nominal strength with standard variance of 0.097 to 0.136. The risk probability of strength of specimens by field water curing falling below the design nominal strength is approximately 0.5 percent. Examples of frequency distribution of the 28-day strength are shown in Fig. C2.1 for different design nominal strengths. Coupon specimens by standard water curing show higher strengths than those by field water curing.



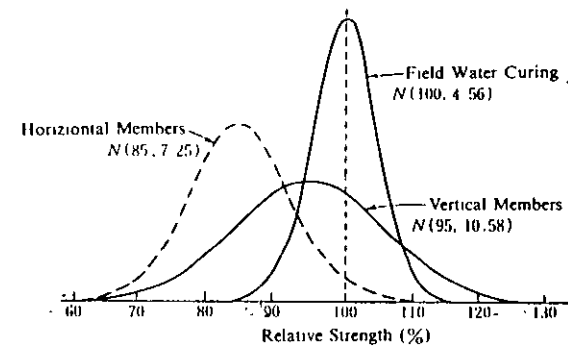
n : No. of Data, x : Average (kgf / cm²), σ : Standard Deviation (kgf / cm²),
v : Coeff. of Variation, DNS : Design Nominal Strength

Fig. C2.1 Distribution of concrete compressive strength.

There are several recent reports on actual concrete strengths in different members [Refs. 2.4 to 2.8]. The work by Takahashi et al. [Ref. 2.8] is quoted herein. The design nominal strength of concrete is 210 kgf/cm². The results of compression tests are summarized in Fig. C2.2 for the concrete taken from full-scale structural specimens (columns, beams, walls and slabs) constructed in usual manner on site.

The 28-day strengths of concrete in both vertical and horizontal members are lower than the 28-day strength of coupon specimens cured by field water curing. However, the 28-day strength of field water curing has the margin of about 1.2 times as large as the design nominal strength, according to Fig. C2.1.

Taking into account the present-state of concrete data and 1986 revision of JASS-5, the concrete strength used in calculating the reliable strength is decided to be the design nominal strength F_c . The guidelines assumes the use of concrete in compliance with JASS-5. It is warned, however, that in some cases it has been reported that the concrete strengths in members are less than the specified value due to quality control on the site [Ref. 2.9].



[Note] Figures in N () denote the average and standard deviation, respectively.

Fig. C2.2 Concrete strength in vertical and horizontal members, and coupon specimens by field water curing (28 days).

2.2 Reinforcing Steel Bars

2.2.1 Grades and Sizes

Grades of reinforcing bars shall be SD295A, SD295B, SD345, or SD390, which conform to Japan Industrial Standard (JIS) G 3112 "Steel Bars for Reinforced Concrete." Bar sizes shall be not greater than D38. Deformed PC bars, conforming to JIS G 3109 "Steel Bars for Prestressed Concrete," may be used as shear reinforcement.

2.2.2 Material Strengths

Material strengths for reinforcing bars shall be the value listed in the column (a) of Table 2.1 for reliable strength calculation, and that listed in the column (b) of Table 2.1 for upper bound

strength calculation.

TABLE 2.1 MATERIAL STRENGTHS OF STEEL BARS FOR STRENGTH CALCULATION

Grade	Strength Calculation	
	(a) Reliable Strength	(b) Upper Bound Strength
SD295A, SD295B	$1.0 \sigma_y$	$1.3 \sigma_y$
SD345, SD390	$1.0 \sigma_y$	$1.25 \sigma_y$
Deformed PC Bars	$1.0 \sigma_y$	

[Note] σ_y : specified minimum yield strength

[Commentary]

2.2.1 Grades and Sizes

In ultimate strength type design method, the ductility of reinforced concrete members is important, hence, the steel with a good ductility and with known mechanical properties should be used. The guidelines limit the use of steel in conformance with JIS G3112 (Steel Bars for Reinforced Concrete), and further of Grades SD295A (Deformed bars of nominal yield stress of 30 kgf/mm² : 295MPa), SD295B, SD345 and SD390 for both longitudinal and shear reinforcement. However, deformed PC Bars conforming to JIS G3109 may be used as shear reinforcement

If the longitudinal bar is narrow, the bar may buckle after crushing of concrete; lateral reinforcement must be placed at short spacing to prevent buckling. On the other hand, if the longitudinal reinforcement is of large diameter, the bond along the reinforcement tends to deteriorate or splitting cracks tend to develop along the reinforcement, and the reinforcement becomes difficult to splice by pressurized gas welding method. Furthermore, the experimental data using the large-diameter bars are also limited. Therefore, the bar size is limited to that smaller than D38 of a nominal diameter of 38mm.

2.2.2 Material Strengths

AIJ publication [Ref. 2.2] shows the quality of steel by blast furnace steel producer, especially distributions of yield stress, tensile strength and elongation of deformed bars for reinforced concrete. At present in Japan, more than 90 percent of reinforcing steel for building structures in conformance with JIS, however, is produced by electric furnaces. The quality of steel varies with producers, monthly products, bar sizes, and steel grades. Representative data are shown in Figs. C2.3 to C2.5.

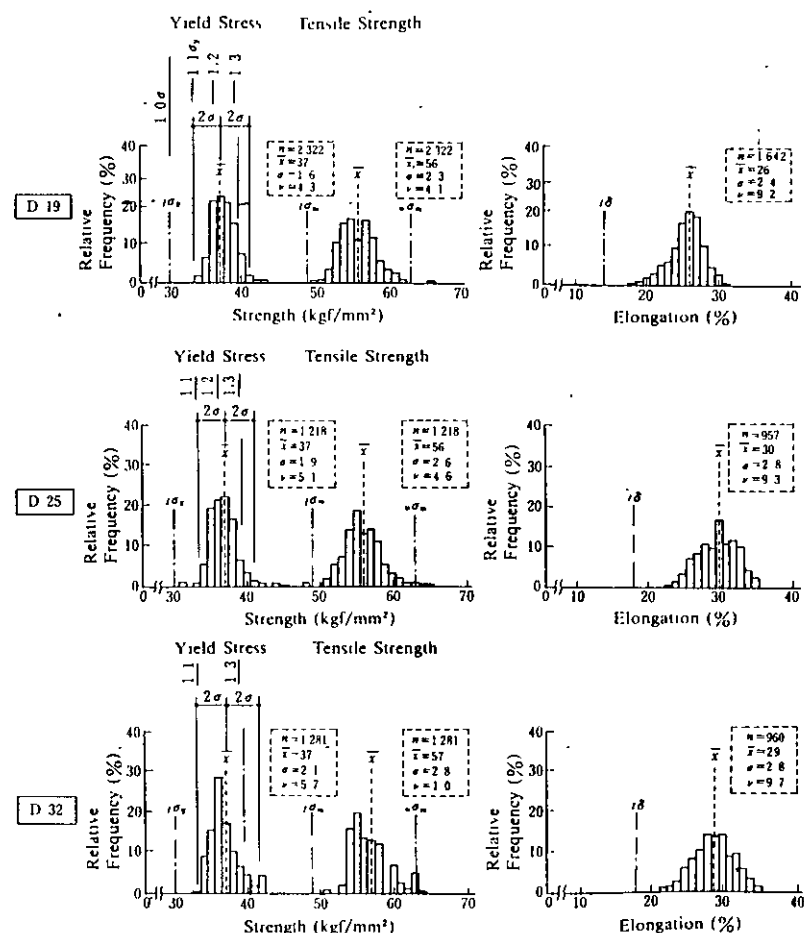
According to a report [Ref. 2.10] by Japan Building General Research Institute on the tests of reinforcing bars in tension in 1985, the average yield stress of all bar sizes (from D10 to D38) for grades SD295 and SD345 steel are shown below :

SD295 : average = $1.245 \sigma_y$ (standard deviation = $0.07 \sigma_y$)

SD345 : average = $1.142 \sigma_y$ (standard deviation = $0.06 \sigma_y$)

The distributions of yield stresses, tensile strengths and elongation are shown in Figs. C2.3 and C2.4 for SD295 (approximately 7,200 specimens) and SD345 (approximately 1,200 specimens) and for different bar sizes (from D19 to D32) [Ref. 2.10].

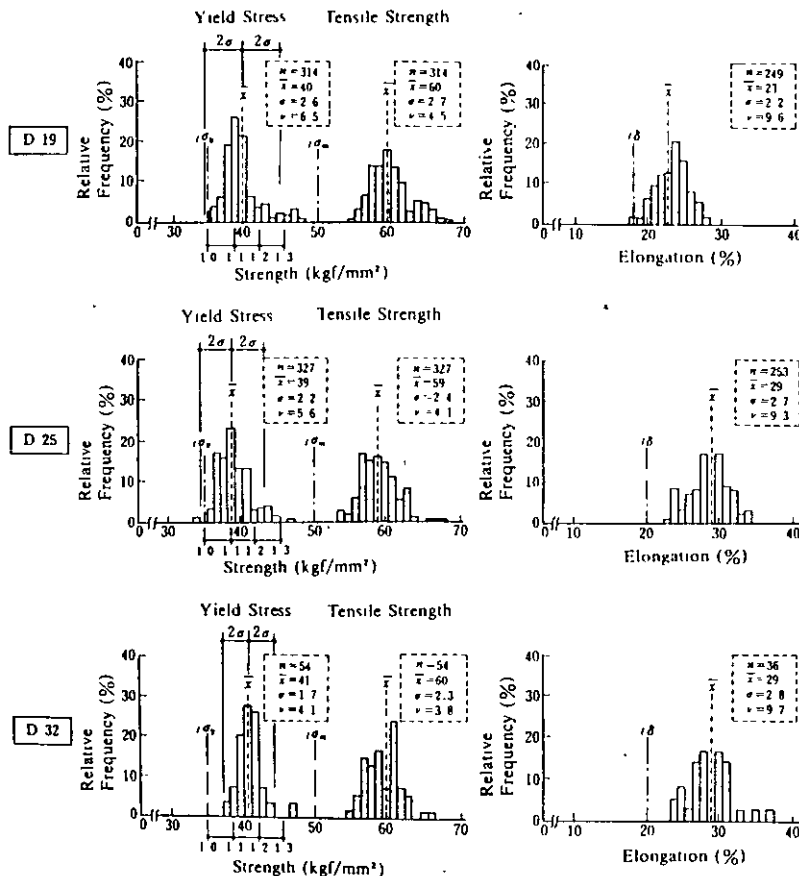
The lower limit (= average - $2.0 \times$ standard deviation) of yield stresses for grade SD295 is approximately 1.1 times as large as the nominal yield strength σ_y for bar sizes from D19 to D32, but the yield stress for use in reliable strength calculation is taken equal to σ_y . The yield stress for upper



[Note] n : No. of Data, $\bar{x}$: Average (kgf/mm²), σ : Standard Deviation (kgf/mm²), v : Coeff. of Variation (%), σ_y : Min. Yield Stress, σ_m : Min. Tensile Strength, σ_m : Max. Tensile Strength, δ : Min. Elongation

Fig. C2.3 Strengths and elongation distribution of SD295 bars.

bound strength calculation is taken to be $1.3 \sigma_y$. The average stresses of tensile strength for D29 to D38 bars vary from 5.6 to 5.7 tonf/cm² and appear stable, but the distributions indicate a wide scatter. Elongations satisfy the standard. The lower limit of yield stresses for grade SD345 is comparable to nominal yield strength except for D29 and D32 bars. The number of data becomes small for grade SD40 steel, the general trend is similar to that of grade SD345 steel. Therefore, the yield stress for reliable strength calculation is taken as σ_y . The yield stress for upper bound strength calculation was taken to be $1.25 \sigma_y$ although the distribution varies for bar sizes. Incidentally, the reinforcing bars produced by electric furnaces occupies 70 percent of the data above.

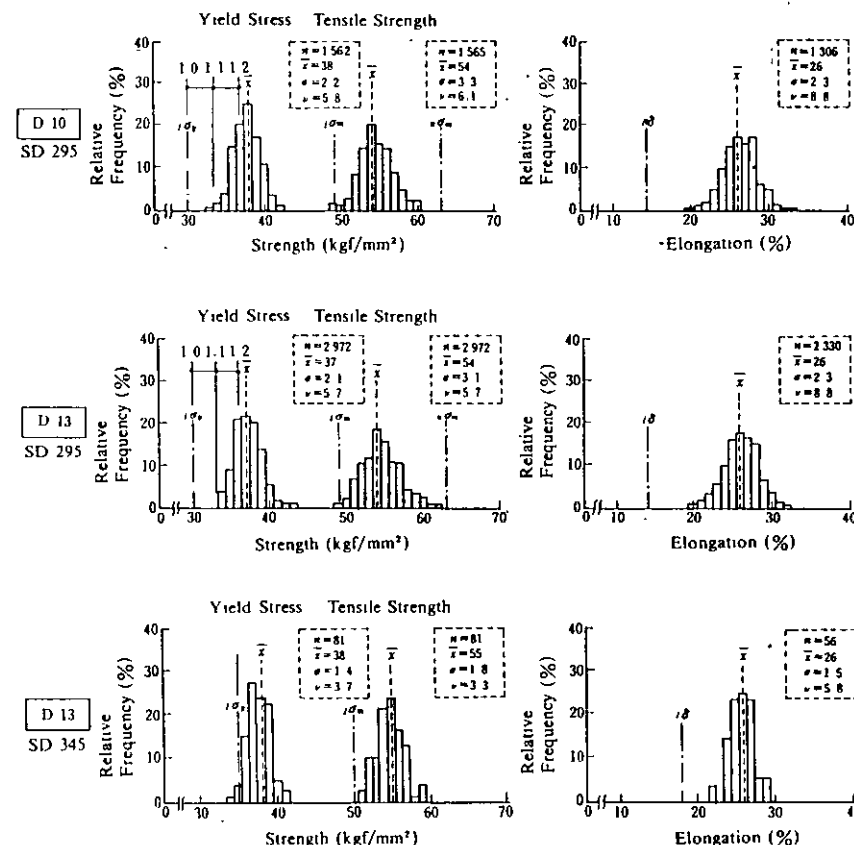


[Note]: n : No. of Data, $\bar{x}$: Average (kgf/mm²), σ : Standard Deviation (kgf/mm²), v : Coeff. of Variation (%), σ_y : Min. Yield Stress, σ_m : Min. Tensile Strength, σ_m : Max. Tensile Strength, δ : Min. Elongation

Fig. C2.4 Strengths and elongation distribution of SD345 bars.

AII Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures (1988 Edition) requires the allowable tensile stress of shear reinforcement to be not more than 3,000 kgf/cm² for all steel grade because the number of test data using high strength shear reinforcement has been small. Recently, the use of high strength shear reinforcement was developed with an increase in test data. Therefore, the guidelines do not limit the yield stress of shear reinforcement to 3,000 kgf/cm², and allow the use of deformed prestressing steel bars.

Distribution of yield stresses, tensile strength and elongation is shown in Fig. C2.5 for D10 to D13 bars [Ref. 2.10]. From the figure, yield stress for the calculation of reliable shear strength was

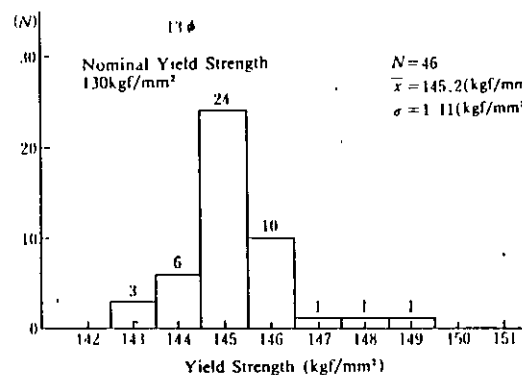
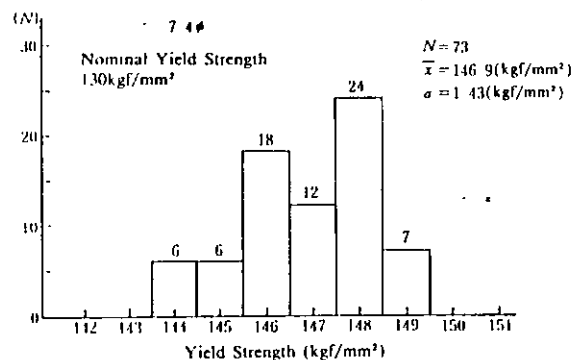


[Note]: n : No. of Data, $\bar{x}$: Average (kgf/mm²), σ : Standard Deviation (kgf/mm²), v : Coeff. of Variation (%), σ_y : Min. Yield Stress, σ_m : Min. Tensile Strength, σ_m : Max. Tensile Strength, δ : Min. Elongation

Fig. C2.5 Strengths and elongation distribution of small size bars.

taken to be σ_y . The use of grade SD390 steel for shear reinforcement is expected in the future. The yield stress for reliable and upper bound strengths should be carefully determined on the basis of actual data.

High strength shear reinforcement is currently produced by four producers. The quality is stable. The characteristics of the high strength shear reinforcement produced by Company A are summarized in Table C2.1, and their distributions in Fig. C2.6. Some scatter can be observed in yield stresses, but they never fall below nominal yield strength. Therefore, yield stress for reliable shear strength calculation is taken to be σ_y .



[Note] n : No. of Data, $\bar{x}$: Average (kgf/mm²), σ : Standard Deviation (kgf/mm²)

Fig. C2.6 Strength distribution of deformed PC bars.

TABLE C2.1 CHARACTERISTICS OF HIGH STRENGTH SHEAR REINFORCEMENT

Diameter of Bar		7.4mm	9.2mm	11mm	13mm
	No. of Coupons	73	57	41	46
Tensile Strength (kgf/mm ²)	Specified	145	145	145	145
	Average	151	150	150	150
	Stand. Dev.	0.97	0.75	0.94	0.85
Yield Stress (kgf/mm ²)	Specified	130	130	130	130
	Average	147	145	146	145
	Stand. Dev.	1.43	1.21	1.74	1.11
Elongation (percentile)	Specified	5	5	5	5
	Average	9.4	9.5	10.0	9.6
	Stand. Dev.	0.55	0.50	0.42	0.49

2.3 Constants of Materials

Constants of steel and concrete are as listed in Table 2.2.

TABLE 2.2 CONSTANTS OF STEEL BARS AND CONCRETE

Material	Young's Modulus (kgf/cm ²)	Poisson's Ratio
Steel	2.1×10^6	
Concrete	$2.1 \times 10^5 (\gamma/2.3)^{1.5} (F_c/200)^{0.5}$	1/6

[Note] γ : Weight per unit volume (ton/m³), and may be taken as 2.3 unless values are obtained by a more comprehensive study.

[Commentary]

The constants for materials are taken from AIJ RC Standard.

Young's modulus for the evaluation of stiffness of concrete structures is suggested to refer to Ref. 2.2, in which the definition of Young's modulus, correlation of Young's modulus with stress level, influencing factors and examples of actual measurements are discussed.

- 2.1] Architectural Institute of Japan, "Japanese Architectural Standard Specification for Reinforced Concrete Work and Commentary (JASS-5), " 618 pages, 1986 (English translation of the 1982 edition available without Commentary, 139 pages)
- 2.2] Architectural Institute of Japan, "Data for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Structures," 202 pages, 1987 (in Japanese).
- 2.3] Takahashi, T., "The Annual Test Results of Compression and Quality Tests for Concrete, Carried out at the GBRC (Apr. 1984-Mar. 1985), " GBRC Vol. 11, No. 4, General Building Research Corporation, 1985 (in Japanese)
- 2.4] Hasegawa, T. et al., "Influence of Curing Conditions, especially Drying Condition, on Concrete Compressive Strength and Elastic Modulus, "Annual Report of Cement Technology, Vol. XXX, pp. 320-323, 1976 (in Japanese)
- 2.5] Matsui Y and Y. Kasai, "Variation of Concrete Properties with Height in Walls and Columns, " Transactions, AIJ, No. 76, Summary of Technical Papers of Annual Meeting of AIJ, pp. 41-43, 1962, "ditto", Transactions, AIJ, No. 89, Summary of Technical Papers of Annual Meeting of AIJ, pp. 54-56, 1963 (in Japanese).
- 2.6] Kanda, M., et al., "Distribution of Water/Cement Ratio in a Member Section after Concrete placement, " Annual Report of Cement Technology, Vol. XXXVII, 1974, Vol. XXX, 1976 (in Japanese)
- 2.7] Ohno, K., et al., "Strength Distribution of Unreinforced Concrete Columns by Concrete Pumping of Ready-mixed Concrete, " Proceedings, Architectural Research Meeting, Hokkaido Chapter, Architectural Institute of Japan, No. 45, 1976 and No. 49, 1978 (in Japanese)
- 2.8] Takahashi, H., et al., "Study on Strength Control of Structural Concrete, " Cement Concrete, No. 372, 1978 (in Japanese).
- 2.9] Masuda, Y., F. Tomosawa, and Y. Yajima, "Concrete Quality in Existing Reinforced Concrete Building, Part 1 Compressive Strength in Each Building, "Transactions, AIJ, No. 311, January, 1982, pp. 153-161, and "Part 2: Concrete qualities by Element of Building and by Stories," Transactions, AIJ, No. 317, July, 1982, pp. 155-163 (in Japanese)
- 2.10] Ikeda, S., "The Annual Test Results of Tension and Bending Tests of Deformed Bars for Reinforced Concrete, Carried out at the GBRC (Apr. 1985-Mar. 1986), GBRC Vol. 11, No. 10, Japan General Building Research Corporation, 1986 (in Japanese).

3.1 General Principles

3.1.1 Planning of Yield Mechanism

Yield mechanism shall be planned a clean total yield mechanism.

3.1.2 Planning of Members

Locations where yield hinges are intended to develop shall be provided with both necessary resistance and sufficient ductility.

Locations where yield hinges are not intended to develop shall be provided with sufficient resistance.

3.1.3 Planning of Structural Layout and Elevation

Stiffness and resistance shall be uniformly distributed within a horizontal layout planning not to excite an excessive torsional vibration during an earthquake. Stiffness and resistance shall be uniformly distributed along the structure's height as well not to concentrate lateral deflection in a specific story.

[Commentary]

3.1.1 Planning of Yield Mechanism

(1) Earthquake responses of a structure are significantly controlled by the strength (i.e., the lateral load resistance) and energy dissipation capacity of the structure. The fundamental concept of this AIJ Guidelines to achieve seismic resistance and safety of a reinforced concrete building is that to prevent such a large deflection generated as either to endanger serviceability or to lead to total and/or partial collapse. With this objective, the guidelines require a minimum level of resistance in the building, and to dissipate a significant amount of the vibration energy in a structure making the response deflection less, a clear yield mechanism of the total collapse type should be planned to form in the structure with a great number of yield hinges that are capable of dissipating a large amount of hysteretic energy, distributed within the structure [Refs. 3.1, 3.2].

(2) The required minimum level of lateral load resistance of a structure necessary for seismic safety shall be determined for a yield mechanism planned and admissible deflection amplitudes intended. To achieve the seismic resisting concept outlined in the guidelines on the basis of ductile performance of an overall structure, the structure shall be carefully designed to form the clear yield mechanism planned, not to generating all other unexpected yield mechanisms during a strong earthquake.

The minimum lateral load resistance shall have been determined on the premise that the planned yield mechanism is developed at the deflection level of the structure that is called the design limit deflection, anticipated in a design earthquake motion, and that the structure keeps the resistance without deterioration beyond the design limit deflection.

In upper stories of medium- to high-rise buildings, where the design for gravity loads determines the proportioning of a member, the intended yield hinges can not develop at the design limit deformation. In this case, the required level of lateral load resistance shall be determined not counting the energy dissipation at those locations where hinges are not generated with deformation less than the design limit deformation.

3.1.2 Planning of Members

The building shall be provided the required lateral load resistance at the specified design limit deflection; the corresponding required flexural strength should be provided at the planned yield hinge locations. The building shall keep the lateral load resistance without deterioration to an assuring deflection beyond the design limit deflection; a sufficient deformation capability should be provided as well at the planned yield hinge locations.

The locations of a member where a yield hinge is not planned in design shall be provided with sufficient strength so that the planned yield mechanism is ensured.

3.1.3 Planning of Structural Layout and Elevation

(1) A building under design, in principle, shall be planned to have a uniform distribution of mass and stiffness both in the horizontal layout plan and along the height so that a uniform response is developed during an earthquake. An unbalanced distribution of mass and stiffness likely leads to a magnification of response in the specific locations of the building, resulting in formation of partial yield mechanisms with concentrated damages in the limited locations.

Since it is not desirable to concentrate plastic deflections at specific locations developing yield hinges at very limited localities in a structure, which would result in a partial yield mechanism, the distribution of mass and stiffness both in the horizontal layout plan and along the height of the building shall be planned uniform.

(2) The uniformity in stiffness and mass distribution in the horizontal layout plan and along the height of a building is tentatively evaluated by the so-called eccentricity ratio R_e and story stiffness ratio R_s defined in the Building Standard Law Enforcing Order in Japan [Ref. 3.3]. Within the guidelines, provided that the calculated eccentricity ratio R_e is less than the specified figure 0.15, and the story stiffness ratio R_s greater than 0.60 in each story level, the building can be determined regular in shape. The buildings that are determined not regular in shape are excluded from the guidelines.

(3) The eccentricity of strength (resistance) can generate a torsional vibration in seismic response as well as the eccentricity of mass and stiffness [Ref. 3.4]. The guidelines could not define the eccentricity of resistance (strength). It is advisable, however, to pay much attention on a uniform distribution of resistance in a building.

[Note: The eccentricity ratio R_e is defined by the ratio of an eccentricity distance to an elastic radius of gyration in each story level; the eccentricity distance is obtained by a distance between the centers of rigidity and mass; the elastic radius of gyration is a square root of the second moment of element stiffness about the center of stiffness divided by the sum of element stiffness. The story stiffness ratio R_s is defined by the ratio of r_{si} , which is the reciprocal of the inter-story deflection angle R_i at the i -th story, to that of the average of r_{si} 's taken across all stories; the inter-story deflection angles R_i 's are determined under the actions of the fundamental phase design seismic shear force.]

3.2 Frame Building

3.2.1 Yield Mechanism and Locations of Yield Hinges

Yield mechanism, as a general rule, shall be of the beam-yielding type, in which yield hinges develop at the ends of all floor beams and at the base of the first story columns.

3.2.2 Exceptions in Locations of Yield Hinges

In planning of the yield mechanism, yield hinges may form at the following locations;

- (1) at the top of the top story columns,
- (2) in exterior columns where axial loads are reduced by seismic lateral forces,
- (3) in interior columns that are not intended to share seismic lateral loads in the design.

[Commentary]

3.2.1 Yield Mechanism and Locations of Yield Hinges

(1) It is desirable to plan the structure to form a beam-yielding mechanism (Fig. C3.2) to dissipate a vibration energy generated by an earthquake excitation through large ductility and inelastic hysteresis of a structure.

The reasons to plan yield hinges at beam ends forming a beam-yielding mechanism are:

- a) A beam is easy to ensure a large flexural ductility since no large axial load works.

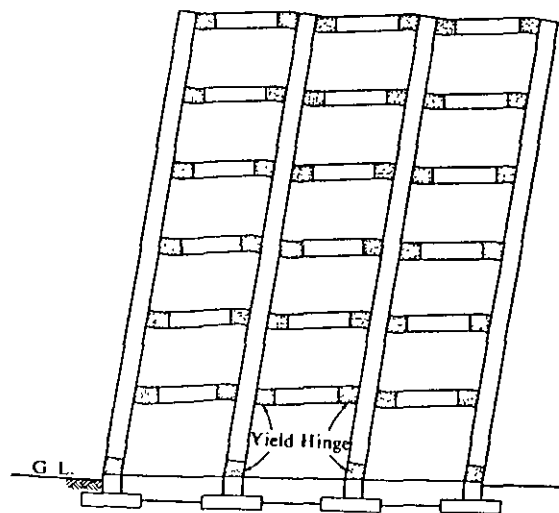


Fig. C3.2 Total yield mechanism of beam-yield type.

- b) A hysteresis loop by yielding of a beam is stable, and can dissipate a significant amount of energy
- c) Damage by yielding at beam ends can be repaired relatively with ease, and resistance restored. The reasons to plan the beam-yielding yield mechanism are:
 - a) Beam ends are located large in number throughout a building, and they can be planned to develop yielding hinges simultaneously to form a total yield mechanism. Whereas a partial yield mechanism forming yield hinges at a limited number of locations can develop a large deflection, a beam-yielding total mechanism can develop a moderate deflection, dissipating a large amount of hysteretic energy at yield hinges located at beam ends scattered throughout the building
 - b) The flexural yielding at beam ends resulting from formation of the beam-yielding mechanism will not directly lead to collapse of the building.

(2) Since columns are normally subjected to large axial loads, they are difficult to develop a large plastic deformation capacity. Through an experimental study on a column subjected to lateral and varying axial loads combined that corresponds to the lateral deflection simulating an exterior column of a frame building [Ref. 3.9], under tensile loading, the column resistance is found not so large, while the column develops a large capacity. On the other side under increasing compressive loading, the resistance decays rapidly beyond the maximum resistance is obtained, and the deformation capacity is found limited under compression.

Columns sustain the weight of a building. Significant damage in columns, therefore, will directly lead to collapse of a building

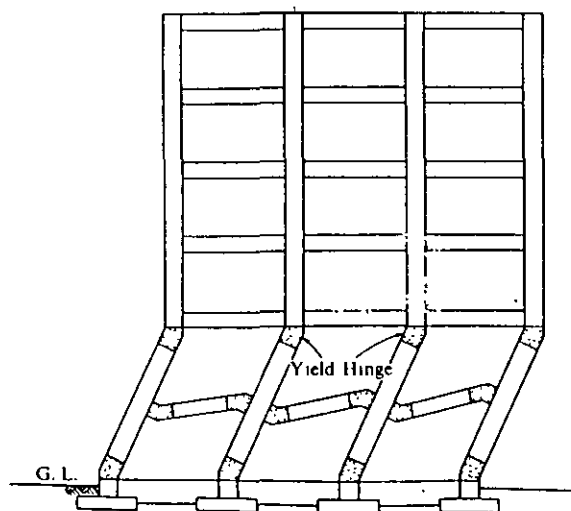


Fig. C 3.4 Partial yield mechanism by forming hinges in columns.

Furthermore, yielding at column ends can lead to a story yield mechanism that will form a partial yield mechanism as shown in Fig. C3 4, in which the vibration energy shall be dissipated at the limited yielding stories, resulting in a significant plastic deformation in the yield hinges and deflection at the yielding stories that develop the so-called beam sidesway mechanism.

(3) Even to intend to form a beam-yielding total mechanism, yield hinges should be developed at the bottom of the first story columns. Foundation girders, connecting the base of the first story columns, are normally provided with high stiffness and strength to avoid uneven settlement of the foundation; therefore, the foundation girders are difficult to develop yield hinges. Furthermore, it is not advisable to form yield hinges in the foundation girders by the following reasons:

- (a) A foundation girder, normally located under the ground, is difficult to examine damage after an earthquake, and it is difficult to repair the damage.
- (b) The yield hinges of foundation girders are not desirable for the stability of the building.

From the reasons mentioned above, the beam-yielding total mechanism shall be planned with yielding at the base of the first story columns.

3.2.2 Exceptions in Locations of Yield Hinges

(1) A yield hinge can be allowed to form at the top of top story columns because the column is normally connected to two beams at the joint. Beams at the upper story levels are on frequent occasions determined from the design for gravity loads. Therefore, unless the formation of a yield hinge is not allowed at the location, the design actions in the column would become excessive.

The following reasons can be pointed out to allow a yield hinge at the top of a top story column:

- a) The axial load in the column is small, therefore, a large deflection capacity can be easily expected at the location.
- b) Hysteretic energy, comparable to that at the beam ends, can be expected dissipated at the location.
- c) A yielding in a top story beam may lead to the damage of parapet in water proofing of the roof that will require a serious repair work

(2) An exterior column, i.e., a column positioned at the exterior of the frame, is subjected to a large amount of tension and compression due to an overturning produced by lateral loads. When the axial force in a column gets tensile, the flexural resistance is reduced, causing flexural yielding in the column.

An empirical study has indicated an evidence that a column under tensile axial force reveals a significant deformation capacity.

A major reason for avoiding column yielding is a difficulty to ensure a large deformation capacity, since a column generally carries a high axial compressive load. A column subjected to a tensile load or less high compressive load, however, can develop a large ductility.

(3) An interior column, i.e., a column positioned within a frame, that is intended to share no seismic lateral load, and the design of which is governed by actions from the gravity loading, can be allowed to form a yielding. Yielding of such a column is not likely to lead to the formation of a partial story yield mechanism. The column, however, should sustain the gravity load.

3.3 Structural Wall-frame Building

3.3.1 Layout and Configuration of Structural Walls

Structural walls, as a general rule, shall be positioned in symmetric locations to form a regular structural plan, and shall be continuous from the bottom to top stories.

3.3.2 Openings in Structural Walls

If an opening is placed in a structural wall, the effect of the opening on stiffness and resistance of the wall shall be taken into consideration.

3.3.3 Locations of Yield Hinges in Structural Walls

A structural wall shall be planned to form a mechanism yielding in flexure at its base. A mechanism rotating at its base resulting from uplifting of the foundations prior to yielding in flexure at the base can be intended as well.

3.3.4 Yield Mechanism of Frames

Yield mechanism of frames within a wall-frame building, as a general rule, shall be of the beam-yielding type in each. However, if structural walls are provided a sufficient amount of resistance, yield hinges can be developed in columns

periphery of the opening should be reinforced. A method to reduce stiffness and strength by an opening is not in particular introduced in the guidelines. When employing a conventional method for reinforcing the periphery of the opening such as that proposed in the AIJ Calculation Standard, one should pay attention on the planning that a structural wall designed in conformance with the guidelines is expected to develop a larger deformation capacity after yielding than that required to other structural walls usually intended non-ductile.

3.3.3 Locations of Yield Hinges in Structural Walls

(1) The planned yield mechanism of a structural wall, in principle, shall be the one developing a flexural yield hinge at the base of the wall as shown in Fig. C3.6. If the stiffness of a structure is dominantly provided with the structural walls, the deflection of the building is determined by that of the structural walls; the deflection is controlled resulting in an almost uniform shape along the height of the building [Refs. 3.11 and 3.12]

As illustrated in Fig. C3.6, flexural yield hinges are essentially formed at beam ends on the boundary with the structural wall unless other failures such as a shear yielding are formed in the beams, and at beam ends on the other side unless the columns are provided no greater strength than necessary

[Commentary]

3.3.1 Layout and Configuration of Structural Walls

A structural wall-frame structure, in a general form, is constituent of structural walls coupled with a set of beam-column frames.

It is desirable that structural walls are arranged in symmetry in the horizontal layout to ensure a regular stiffness distribution in plan, and are placed in continuity from the base to top of the building not to produce an abrupt discontinuity in both stiffness and strength along the height of the building. Irregular configuration of a structural wall will cause unfavorable yielding that can result in forming a partial yield mechanism not intended in design.

A structural wall that is located within smaller number of spans in lower stories is completely excluded in structural planning. A structural wall with a setback configuration, which has smaller number of spans in upper stories, is, in a general rule, not intended in the design since of the undesirable discontinuity of stiffness and resistance of the building.

In the basement, rigid and strong walls are placed along the periphery. In this case, a yield mechanism of a structural wall is often formed clearly by a flexural yielding at the base of the first story. Therefore, the base of a structural wall can be either widened in span and enlarged in thickness in the basement.

3.3.2 Openings in Structural Walls

If an opening is placed in a structural wall for such penetration for service facilities, stiffness and strength of the wall should be reduced according to shape and location of the opening, and the

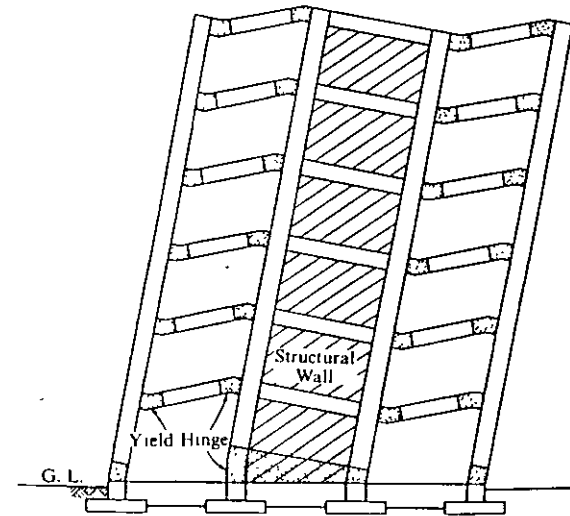


Fig. C 3.6 Total yield mechanism for a structural wall-frame building forming a flexural yield hinge at the base of a structural wall.

(2) Unless a basement is planned, a yield mechanism resulting from rotation of the wall caused by an uplifting of foundation slabs can take place as shown in Fig. C3.7. Yield hinges will develop in girders including foundation girders that are connected to the wall, which will result in forming a beam-yield type mechanism. In this case, difficulty is expected to examine damage in the foundation, and to repair the damage after an earthquake.

Both yield mechanisms of flexural yield hinges of the wall and rotation of the wall foundation are ductile. A yield mechanism of shear failure of the wall, however, is brittle.

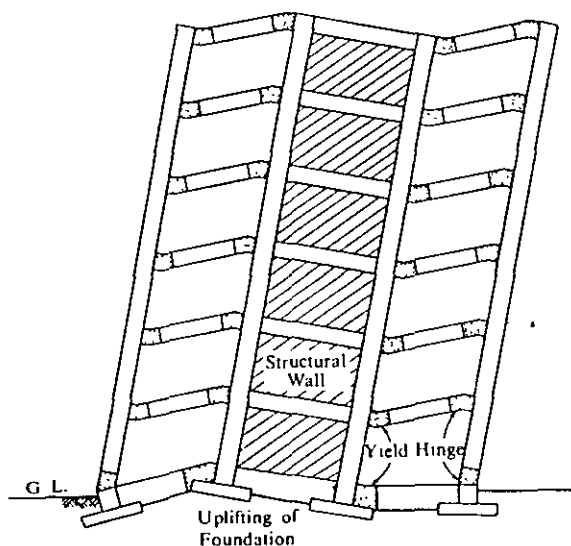


Fig. C 3.7 Total yield mechanism for a structural wall-frame building developing rotation of the wall caused by uplifting of the foundation.

(3) If a basement is intended in a building, a structural wall shall be planned to develop a flexural yielding at the base of the first story. Since the stiffness and strength of basement walls are greater than structural walls, it will be found most probable that yield hinges shall be formed at the base of the first story level provided that other failures such as a shear failure of the wall are countered. Structural performance is clear with the yield hinges in flexure at the first story base.

When the one structural wall forms a flexural yield hinge at the first story level and the other will form a flexural yield hinge at the bottom of the wall (at the basement level) or form an uplifting rotation of the foundation, compatibility condition in deflection between the walls will generate deformation in slab members connecting the walls, or deformation in the walls not initially intended in design. Unless yield hinges develop at the first story level, it is hard to intend a clear structural performance, and the building can develop such an unexpected yield hinge mechanism that is undesirable.

(4) If a pile foundation is employed under a structural wall, the every resistance against wall uplifting should be considered including the counter-moment contribution of parallel and orthogonal

foundation girders, weight of foundation and piles, and others. At the present, due to lack of both empirical and analytical results, it is difficult to evaluate those resistances such as the pull-out resistance of piles. If the pull-out resistance of a pile were underestimated in the uplifting mechanism, the structural wall can have higher resistance against the foundation uplifting than expected, which can develop a shear failure of the wall that is not intended in design.

When resistance of the wall can be determined by such as the pull-out resistance of a pile, one shall intend to provide the wall with sufficient shear strength not to generate a brittle shear failure taking a significant excess of resistance into consideration.

3.3.4 Yield Mechanism of Frames

In a structural wall-frame building, the total yield mechanism can be obtained by preventing to form a story mechanism of the structural wall as indicated in Figs. C3.6 and C3.7. If a structural wall is provided with a sufficient strength to prevent a shear failure, frames within a structural wall-frame building will not necessarily develop the beam-yield type mechanism in an individual frame to produce an overall deflection uniformly distributed within a building. If structural walls govern the stiffness of the building, the overall deflection is determined by that of the structural walls. Consequently, formation of yield hinges in columns will not always produce an excessive amount of deflection at specific story levels that will lead to a partial story mechanism.

When strengths of columns are taken smaller than those of beams in frames, an equilibrium condition suggests formation of column-yield type mechanism. While the formation of yield hinges in columns does not lead to a significant deflection at specific story levels resulting in a story mechanism, it is not desirable and advisable from a point view of dissipating a large amount of hysteretic energy and ensuring great deformation capacity in yielding members planned in design. Based on the reasons mentioned above, it is desirable that a beam-yield type mechanism is ensured for each frame even in a structural wall-frame building.

3.4 Foundation and Basement

3.4.1 Foundation Girders

Yield hinges, as a general rule, shall not be planned at ends of foundation girders. However, when a structural wall is positioned to form a yield mechanism by uplifting at the foundation, yield hinges can be planned at foundation girder ends.

3.4.2 Foundation Slabs and Piles

Yield hinges, as a general rule, shall not be planned in either foundation slabs or piles.

3.4.3 Basement

Basement of a structure shall be provided with sufficient stiffness and, as a general rule, shall not be planned to form yield hinges.

[Commentary]

3.4.1 Foundation Girders

Foundation girders should not, as a general rule, form a part of the planned yield mechanism. The planning of yield hinges at the foundation girders could be advisable from the point of view that yield hinges are not generated at the base end of the first floor columns that are hard to ensure sufficient ductility because of their high axial stresses. From other points of view that yield hinges in a foundation girder, are hard either to be examined and to be repaired after an earthquake, and that foundation including the foundation girders shall provide a structure with stable support, it should be desirable not to form yield hinges in foundation girders.

When a structural wall is positioned within a high- or medium-rise building, an uplifting rotation at its base can be formed, which is one of the allowable yield mechanisms since it can dissipate vibration energy efficiently without affecting the resisting capacity. When the wall is uplifted, it is inevitable to form yield hinges at foundation girders at the wall boundary. In the case to allow yield hinges formed at foundation girders, damage inspection and repair after an earthquake should be taken into consideration in structural planning.

3.4.2 Foundation Slabs and Piles

Both foundation slabs and piles shall not, in principle, form a part of the planned yield mechanism. Similar to foundation girders, it is troublesome in the foundation slabs and piles to examine damage and to repair the damage. As a part of the foundation structure, they are expected to support firmly the structure.

3.4.3 Basement

It is not desirable to form yield hinges in the basement for the reason that it shall settle the structure stable to that described for foundation girders, slabs and piles. The basement is, in general construction, provided with sufficient strength and stiffness.

3.5 Non-structural Members

3.5.1 Influence on Structural Members

Connection between non-structural and structural members shall be planned not to give influence on the planned yield mechanism of a structure.

3.5.2 Countermeasures against Damage

Damage and the resultant peeling-off of non-structural members shall not interfere with various building functions such as those necessary for emergency evacuation

[Commentary]

3.5.1 Influence on Structural Members

Those non-structural members shall be removed that can influence the structural members on the formation of the planned yield mechanism or, in some cases, that can influence the structural members to form a yield mechanism other than initially planned.

The connection of non-structural members to structural members shall be carefully exercised so that non-structural members should not be damaged in a small to moderate earthquake, and that non-structural members should be structurally disconnected from structural members during a severe earthquake when the planned yield mechanism can probably be formed.

3.5.2 Countermeasures against Damage

In such a severe earthquake as to develop a yield mechanism of a structure, (1) non-structural members shall be properly supported by themselves not causing peeling-off that might disturb the evacuation or jeopardize the safety of occupants, and (2) non-structural members shall be properly separated from structural members not to give influence on the structural members in formation of the planned yield mechanism, and shall not generate an excessive damage to themselves due to the separation from structural members.

REFERENCES

3. 1] Aoyama, H., S. Otani, T. Kubo and T. Kabeyasawa, "Earthquake Resistant Design of Ductile Reinforced Concrete Buildings," Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 9, No. 2, pp. 447 - 452, July, 1987 (in Japanese).
3. 2] Otani, S., T. Okada, T. Kubo and S. Nomura, "Outline of AIJ Design Guidelines for RC Buildings," Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 10, pp. 5623-5628, July, 1992.
3. 3] Building Center of Japan, "Guidelines to Structural Calculation under The Building Standard Law, and Commentary," 364 pages, May, 1988 (in Japanese).
3. 4] Kou, T. and S. Fujimori, "Torsional Problems of Frame-Walls Coupling System; Part 1: Torsional Parameters; Part 2: Examples and Earthquake Response," Transactions of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 1615 - 1618, September, 1983 (in Japanese).
3. 9] Suzuki, N. and H. Aoyama, "Restoring Force Characteristics of Reinforced Concrete Columns under Varying Axial Load," Transactions of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp.1361- 1362, September, 1981 (in Japanese).
- 3.11] Kubo, T., T. Matsumoto, and A. Ohara, "A Study on Inelastic Responses of Reinforced Concrete Building Structures; Part 1: Coupling Effects between Frame and Wall-frame Structures," Proceedings of the Technical Research Meeting, Tokai Division, Architectural Institute of Japan, Vol. 25, pp.117-120 February, 1987 (in Japanese).
- 3.12] Kubo, T. and A. Ohara, "Deflection and Shear Force Responses of a Ductile Reinforced Concrete Structure Reflecting on the Interframe Coupling," Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. V, pp. V521-V526, August, 1988.

CHAPTER 4 : DESIGN METHOD

4.1 Design Principle

4.1.1 Design Objectives

The objectives of structural design shall be to ensure both strength and serviceability necessary for gravity loading and for medium intensity earthquake motions, to assure the formation of a ductile total yield mechanism during a strong earthquake motion and to ensure a minimum resistance required not to develop an excessive deformation

4.1.2 Design for Gravity Loading

Strength, deformation, uneven settlement, cracking and vibration shall be examined under gravity loading.

4.1.3 Design for Earthquake Loading

Design for earthquake loading is performed both in the yield mechanism design and in the yield mechanism assuring design.

- (1) In the yield mechanism design, planned yield hinges shall be provided with the reliable strength required for the specified lateral resistance of a structure and with sufficient ductility.
- (2) In the yield mechanism assuring design, the regions other than the planned yield hinges shall be provided with the reliable strength large enough to prevent failure even under upper bound actions during a strong earthquake motion.

[Commentary]

4.1.1 Design Objectives

Two intensity levels of earthquakes are considered for building design; i.e., moderate and strong earthquakes. Acceptable damage for the two intensity level is prescribed as follows.

For moderate earthquakes: For earthquakes which may occur several times during a lifetime of the building, damages which can be restored by minor repair works can be accepted, i.e., cracking of concrete but no plastic deformation accompanying steel yielding

For strong earthquakes: For an earthquake which possibly may occur once in a life time of the building, damages which can be restored by substantial repair works can be considered. Maximum story drift (Design Limit Deformation) may reach as large as 1/100 drift angle. For the building, deformation capacity (Assurance Deformation) sufficiently larger than the design limit deformation should be provided at the planned yield hinges

The intensity of an earthquake motion is influenced by the seismic mechanism, wave propagation path and local soil conditions. The earthquake resistant design should consider an earthquake that may have the most destructive effect on buildings. Within the design guidelines the intensity of design ground motion has not been definitely specified. The intensities of moderate and strong earthquakes, however, may be indicated in terms of either maximum ground velocity or acceleration for reference.

Moderate earthquake motions	: 100-120 cm/sec ² in acceleration 15- 20 cm/sec in velocity
Strong earthquake motions	: 300-400 cm/sec ² in acceleration 40- 50 cm/sec in velocity

Samples of real earthquake motions widely used in a nonlinear earthquake response analysis are listed with the maximum amplitudes.

EL Centro (1940) NS Component	: 342 cm/sec ² , 33 cm/sec
Hachinohe Harbor (1968) EW Component	: 180 cm/sec ² , 38 cm/sec
Tohoku University (1978) NS Component	: 258 cm/sec ² , 36 cm/sec

Although the design guidelines considers two levels of earthquake intensity, the design criteria are mainly established for the strong earthquake motion. Member actions developed in the response for a moderate earthquake motion will be assumed smaller than design actions under the design earthquake loads. When the member actions reach the stress level calculated by a linear structural analysis under the design earthquake loads, the total yield mechanism will be formed, in principle, by simultaneous flexural yielding at the planned hinge locations.

Since some damages can be tolerable in moderate earthquake motions, the redistribution of the design moments is allowed to optimize strength distribution and consequent reinforcement arrangement in a structure.

If the design moment redistribution will be performed without limitation, the location, where design moment determined from a linear analysis is reduced, is expected to develop yielding from a moderate earthquake motion and/or suffer a significant damage from a strong earthquake motion. Consequently, a limitation is placed on the amount of design moment redistribution.

4.1.2 Design for Gravity Loading

The Steering Committee of Reinforced Concrete Structures, Architectural Institute of Japan (AIJ), has organized a sub-committee on Design for Long-term Loading, in which a design method for long-term loading on the basis on the ultimate strength concept has been under discussion. Since the discussion has not been finalized in the sub-committee, the design for gravity loads may tentatively follow the "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures [Ref. 4.1]" based on the allowable stress design format.

Dead load must be calculated from structural and architectural design documents. The values for the live load, snow load, and wind load may be given in the Building Standard Law and associated Provisions or the "AIJ Guideline for Loads on Buildings and Commentary [Ref. 4.2]."

For the gravity load that acts constantly in a building, adequate strength should be ensured necessary for safety, and every part of the structure should be provided with sufficient stiffness to prevent excessive deformation, uneven settlement, vibration of slabs and other issues associated with serviceability or deterioration of durability due to a large cracking.

4.1.3 Design for Earthquake Loading

Horizontal load carrying capacity of a structure is determined from the strength of yield hinges in the planned total yield mechanism. In the yield mechanism design (Mechanical Design), the mode of yielding at yield hinges must be selected to be of ductile type, i.e., of flexural yielding type, in principle. The yield hinges must be provided with the reliable flexural strength associated with a required horizontal load carrying capacity, and also provided with ductility to allow sufficient plastic deformation.

In the yield mechanism assuring design (Assurance Design), regions other than the planned yield hinges required for the formation of the total yield mechanism shall be provided with adequate reliable flexural strengths. And furthermore every part of the structure should be provided with resistance against other failure modes than flexure so that the structure is assured to form the planned yield mechanism. For the planned yield hinge regions ductility shall be provided, for other regions, however, ductility is not necessarily required.

To satisfy the above design requirements, the mechanism design and assurance design use their own design member forces determined for the mechanism design and assurance design, respectively.

Member design forces for the mechanism design are determined by a linear analysis under static design earthquake loading, taking deterioration of member stiffness into consideration and allowing moment redistribution with acceptable limitation. Member design forces for the assurance design are determined by a non-linear analysis at the formation of the planned yield mechanism assigning the upper bound flexural strengths at the prescribed yield hinges calculated for the actual amount of reinforcement, considering dynamic amplification effects and bidirectional earthquake response effects into account.

The following three deformation levels shall be considered (Fig. C4-1)

- (1) Yield Deformation
- (2) Design Limit Deformation
- (3) Assurance Deformation

Yield deformation corresponds to the deformation at the yield point on the load-displacement relation as a total structure, and ideally signify the deformation when all the planned hinges are formed simultaneously under the static design earthquake loading. Since in general cases, however, each yield hinge reaches its yield strength at different deformation level, the yield deformation of a structure is hard to be defined. The design guidelines requires the yield deformation of a structure to be smaller than the specified value so that the stiffness of a structure should be maintained and that the resistance of the structure could be fully developed prior to an inelastic response deformation (design limit deformation) during a strong earthquake motion.

Design Limit Deformation is a limiting deformation by the design earthquake motion. The design guidelines assumes this deformation to be $1/100$ radian in terms of the story drift angle.

Assurance Deformation is the upper bound earthquake response deformation considering the deviation of probable uncertainties included in such as intensity level and spectral characteristics of

[Note: A resistance of a structure cannot be fully utilized if the earthquake response deformation is smaller than the deformation at the maximum resistance. To expect the full resistance, providing a structure with adequate stiffness the resistance should be developed within a deformation range generated during an earthquake.]

strong earthquake motions, site subsoil conditions, performance of the designed structure and the method employed in an inelastic dynamic analysis. The inelastic deformation capacity (ultimate deformation and ductility) at yield hinges must be adequate for the assurance deformation described herein. In design, the assurance deformation shall be selected much larger than the design limit deformation in order to ensure a deformation capacity of the structure.

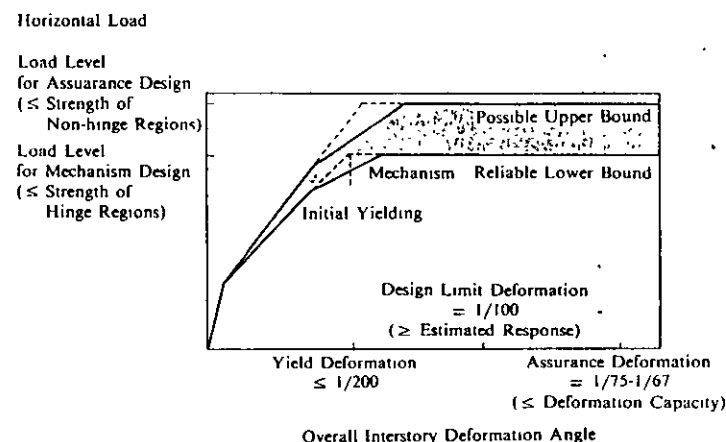


Fig. C4.1 Design loads and deformations.

4.2 Design Loads and Their Combination

The dead load, live load, snow load, wind pressure, earthquake forces shall be combined using appropriate load factors.

[Commentary]

Loads for design of girders, columns and foundations that shall be considered with earthquake loads are dead load, snow load, wind pressure and live loads, which are specified in the Building Standard Law and accompanying Provisions. The building weight for the calculation of earthquake loads includes the dead and reduced live loads specified for the calculation of earthquake loads in the Law. All load factors are tentatively specified as unity until new information is provided from research and development.

Ultimate strength design method (load factor-strength reduction factor design method) or limit states design method requires a member strength to be greater than the member force under the most severe combination of loads. For example, ACI-1983 specifies the load combinations as follows:

$$U = 1.4 D + 1.7 L \quad (\text{Eq. C4.1})$$

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.1 \times 1.7 E) \quad (\text{Eq. C4.2})$$

$$U = 0.9 D + 1.1 \times 1.7 E \quad (\text{Eq. C4.3})$$

where D, L, and E denote the dead, live and earthquake loads respectively.

In Eq. C4.1, the dead load can be estimated accurately, while the live load including snow loads is fluctuated depending on circumstances of the building. Therefore, the load factors for dead and live loads are specified in different manners, and the safety of the structure is ensured even for simultaneous development of maximum amplitudes. In Eq. C4.2, it is recognized that the probability of simultaneous occurrence of the maximum dead, live and earthquake loads is low; hence, the combined load is reduced to 3/4. In Eq. C4.3, it is considered that the columns under lower axial loads may develop smaller flexural strength.

This design guidelines specifies the load factor for earthquake load to be unity since the value of horizontal load carrying capacity at the formation of the yield mechanism is specified.

The load factors for gravity loads are unity as well. The flexural strength of columns is affected by the amplitude of axial load. Therefore, columns should be designed under both maximum and minimum axial loads. Since the design guidelines assumes the total yield mechanism of beam yielding type, the yielding in columns can occur exclusively at the bottom end of the first story columns. Although flexural strengths of the first story columns may be affected, the effect of variation in the axial load on the total amplitude of horizontal load carrying capacity will be small. A large gravity load on the beams may cause the upper reinforcement of the member to yield under a small lateral load, but this action may also delays the yielding of the lower reinforcement of the member. As a result, the horizontal load carrying capacity is almost invariant associated with the changes in gravity loads. This design guidelines assumes an average gravity load at the formation of the yield mechanism under a strong earthquake motion. The examination at maximum or minimum gravity loads may be abridged.

Loads by wind pressure, soil pressure, water pressure, vibration and impact forces need not be combined with the earthquake load for simplicity and abbreviation of design procedure.

4.3 Yield Mechanism Design (Mechanism Design)

4.3.1 Design Earthquake Loads

(1) In the yield mechanism design, the design base shear coefficient shall be given by Eq. (4.1).

$$C_1 = Z R_1 C_B \quad (4.1)$$

where C_1 , Z and R_1 denote design base shear coefficient, earthquake zone factor and vibration characteristic factor, respectively, and C_B designates the standard base shear coefficient that shall be not less than 0.25 for a frame structure and 0.30 for a structural wall-frame structure.

(2) The design earthquake load may be assumed to act in the two principal directions separately. The horizontal load at the i -th floor can be given by Eqs. (4.2) to (4.4) unless deter-

mined by a special study.

$$F_n = P_t + P_n \quad \text{for the top floor} \quad (4.2)$$

$$F_i = P_i \quad \text{for the } i\text{-th floor } (i < n)$$

in which P_t is given by Eq.(4.3). P_t may be taken as zero for a structural wall-frame structure and for a frame structure of not more than 6 stories.

$$P_t = \alpha T Q_1 \quad (4.3)$$

And P_i is given by Eq. (4.4) :

$$P_i = (Q_1 - P_t) W_i H_i / (\sum W_j H_j) \quad (4.4)$$

where F_i , Q_1 , α , T , H_i , H_n , W_i and n denote the horizontal load at the $(i + 1)$ -th floor, design base shear, load concentration factor at the top floor to be specified 0.10, fundamental period of the structure ($= 0.02 H_n$), interstory height, total height of the structure from the ground level in meter, sum of dead and live loads for earthquake loading at the $(i + 1)$ -th floor, and number of stories of the building, respectively.

4.3.2 Linear Analysis

Design actions in the yield mechanism design shall be based on a linear structural analysis using realistic member stiffness and the following assumptions.

- (1) For members intended to develop yield hinges, member stiffness shall be a secant stiffness at flexural yielding. For members not intended to develop yield hinges, member stiffness shall be appropriately reduced from elastic stiffness reflecting cracking at the calculated stress level.
- (2) Moment of inertia to determine member stiffness shall be calculated for the gross section. For members having T-shape sections such as T-shape beam and columns with orthogonal walls, effective width of flange members shall be taken into consideration. Contribution of reinforcing bars may be neglected.
- (3) Shear deformation shall be considered in structural walls.
- (4) Stress transfer between adjacent parallel frames through diaphragm shall be considered appropriately.

4.3.3 Moment Redistribution

Member actions in the yield mechanism design obtained by the linear analysis may be redistributed within the following restrictions

- (1) Redistributed moments must satisfy the equilibrium conditions with the design loads.
- (2) Redistributed moment shall be not greater than 20 or 25 percent of the moment obtained by the linear analysis under the design earthquake loads in a frame structure or a structural wall-frame structure.

- (3) Change in sum of the total joint moments at a floor accompanied by the moment redistribution shall be not greater than 5 or 15 percent of the sum of the total joint moments obtained by the linear analysis under design earthquake loads in a frame structure or in a structural wall-frame structure.

4.3.4 Deformation Limit

Story drift calculated under the design earthquake loads shall be not greater than 1/200 of the story height.

[Commentary]

4.3.1 Design Earthquake Loads

The required ultimate horizontal load carrying capacity in the second design stage of the current Japanese design procedure is at least 1.5 times as large as that in the first design stage based on an allowable stress method. Especially in design of low-rise buildings, the requirements in the first stage design may be sufficient for the required horizontal load carrying capacity of the second stage design, because additional reinforcement may be placed by the following reasons:

- (1) minimum reinforcement requirements;
- (2) use of oversized bars and overreinforcement for convenience in construction; and
- (3) rounding of required number of reinforcing bars.

Furthermore, in the second stage design, some effects that are ignored at the first design stage, may be considered such as:

- (1) material strength is 1.1 times as large as the nominal strength;
- (2) ultimate strength design equation is employed to evaluate the member strength;
- (3) rigid zone at a beam-column connection is considered;
- (4) slab reinforcement for beams and intermediate reinforcement in columns may be taken into account in strength evaluation; and
- (5) effect of transverse members is taken into account in strength evaluation.

The level of earthquake design load for the yield mechanism design does not correspond to the levels of the either first and second design stages in the Building Standard Law. This design guideline appears to select the structural characteristic coefficient (D_s), which is described in the Building Standard Law, to be smaller than the current D_s values by 0.05 because the standard base shear coefficient is taken as 0.25 for a frame structure and 0.30 for a wall-frame structure. The coefficients are not comparable because both the proposed design procedure and member strength evaluation method are different from ones in the current design method. For example, the steel strength taken 1.1 times the nominal yield stress is used in the calculation of the horizontal load capacity in the current design practice, while the nominal yield stress is used in the design guidelines. Also in the guidelines, an

[Note: Elastic earthquake design forces are reduced by the structural characteristic coefficient D_s , counting on ductility of constituent members in the second stage design in the Building Standard Law. For a moment resisting frame consisting of high ductile reinforced concrete members, D_s of 0.30 is taken.]

additional strength due to construction steel on site may not be included because it will not be effective prior the design limit deformation is reached.

The strength levels of the proposed design guidelines and the Building Standard Law cannot be directly compared because both the design method and definition of resistance are different; however, the resistance at yield hinges will almost equal each other for the two design methods, while the resistance in regions other than at the yield hinges from the proposed guidelines will be much greater than that from the Building Standard Law. A probable reason comes from the fact that the earthquake design load level for the yield mechanism design is selected in conformance with the Building Standard Law and its accompanying Provisions. It is desired that the earthquake design load level should be reviewed in near future by examining expected earthquake intensity and their structural response and by reflecting social and economical demands.

Compared to a structure designed in accordance with the Building Standard Law and accompanying Provisions, a structure designed according to the design guidelines will behave well during a strong earthquake motion. Although the resistance at the yield hinges may be lower for the guidelines than for the Building Standard Law, this design guidelines requires the provisions as follow that are not required in the current design provisions.

(1) Structural Planning

The design guidelines is not applicable to irregular shape buildings or buildings with less deformation capacity. With the present state of the art, dynamic response of a structure to a strong earthquake motion is hard to predict with sufficient accuracy, and rational design provisions are difficult to establish with confidence. The scope is expected to be widened with development of future researches.

(2) Assurance of Total Yield Mechanism

Regions of members other than at the planned yield hinges are designed to resist amplified design forces to cover uncertainties. A structure designed by the Building Standard Law may develop a story mechanism during a strong earthquake motion. The total yield mechanism, no doubt, requires less concentration of plastic deformation in constituent yield hinges, hence less ductility at the planned yield hinges. Therefore, a structure ensured to develop the total yield mechanism performs good during a strong earthquake motion.

(3) Ductility at Planned Yield Hinges

The planned yield hinges are designed to assure a plastic deformation capacity to the assurance deformation, which is specified greater than the maximum response deformation in an expected strong earthquake motion. Therefore, the yield hinges are believed to maintain their resistance in an earthquake having greater intensity

(4) Realistic Structural Stiffness in Analysis

Yield deformation under the design earthquake loads is estimated in realistic manners by using reduced stiffness due to such as cracking, and the value of the yield deformation is limited to ensure stiffness of the structure.

(5) Design of Beam-column Connection

The design of a beam-column connection not having been required in the Building Standard Law and its accompanying Provisions is clearly introduced in the guidelines

(6) Reinforcement Detailing

Additional reinforcement detailings are required in the design guidelines.

The earthquake design load distribution along the height of a structure, which will determine the strength distribution at the planned yield hinges, is of an inverted triangular shape that approximates an average distribution of earthquake loads observed in nonlinear earthquake response analyses. For a building which develops the total yield mechanism, the distribution of beam strengths along the height may not control the performance of the structure provided it is given the resistance defined by an equivalent single-degree-of-freedom oscillator. In other words, if the columns do not yield, plastic deformation demand in the beams are expected to be uniform and independent of the beam's strength distribution. A high-rise frame structure without multi-story structural walls, however, does not develop uniform story drift during earthquake excitation.

Figure C4.4 shows some examples of the static and dynamic deformation response (drift angle) of a twelve-story frame building, which was designed using three types of lateral load distribution, i.e., (a) the inverted triangular distribution, (b) the inverted triangular distribution with the concentrated roof-level load ($P_t = 0.05 T Q_1$), and (c) the inverted triangular distribution with the concentrated roof-level load ($P_t = 0.10 T Q_1$). A tall frame building designed using inverted triangular load distribution (seismic coefficient shown in Fig. C4.4 (a)) developed large beam deformation in the upper stories. The large response at upper stories would be caused by top heavy distribution of earthquake forces (in other words, dynamic effect) during an earthquake motion, which is associated with elastic deformation of columns before formation of the total yield mechanism. Those large responses could be reduced by increasing the beam resistance at upper stories (as shown in Figs. C4.4 (b) and (c)) by concentrating a part of earthquake loads at the roof-level. However, there has not been a theoretical method established of determining the distribution of beam strength to ensure a uniform distribution of beam deformation and ductility in a structure.

According to a nonlinear earthquake response analysis of a structure, on an average the distribution of lateral forces is similar to that of an inverted triangular distribution, which is similar to the fundamental mode shape, and the maximum story shear force can be calculated by superposing this fundamental mode response with higher mode responses, which are deviated from the fundamental mode response). The lateral forces of deviating components may increase lateral loads in the upper stories at an instance, and then may increase the lateral load at the lower stories at other instances. The increase of the upper story lateral load is of significance for the maximum deformation of the structure. The deformation of beams may also be increased by the elastic deformation of columns.

Within this guidelines an inverted triangular lateral load distribution is specified as a fundamental design lateral load distribution. For a relatively high building, an additional load concentrated at the roof level is specified in order to increase the beam strengths in the upper stories. The amount of this additional top story load is determined from the earthquake response analysis in a conservative manner, which can be reduced with a special investigation. Also, other types of load distribution may be employed if uniform story drifts may develop. All other effects that are caused by the higher modes on lateral load distribution are considered in the yield mechanism assuring design when designing the columns and structural walls.

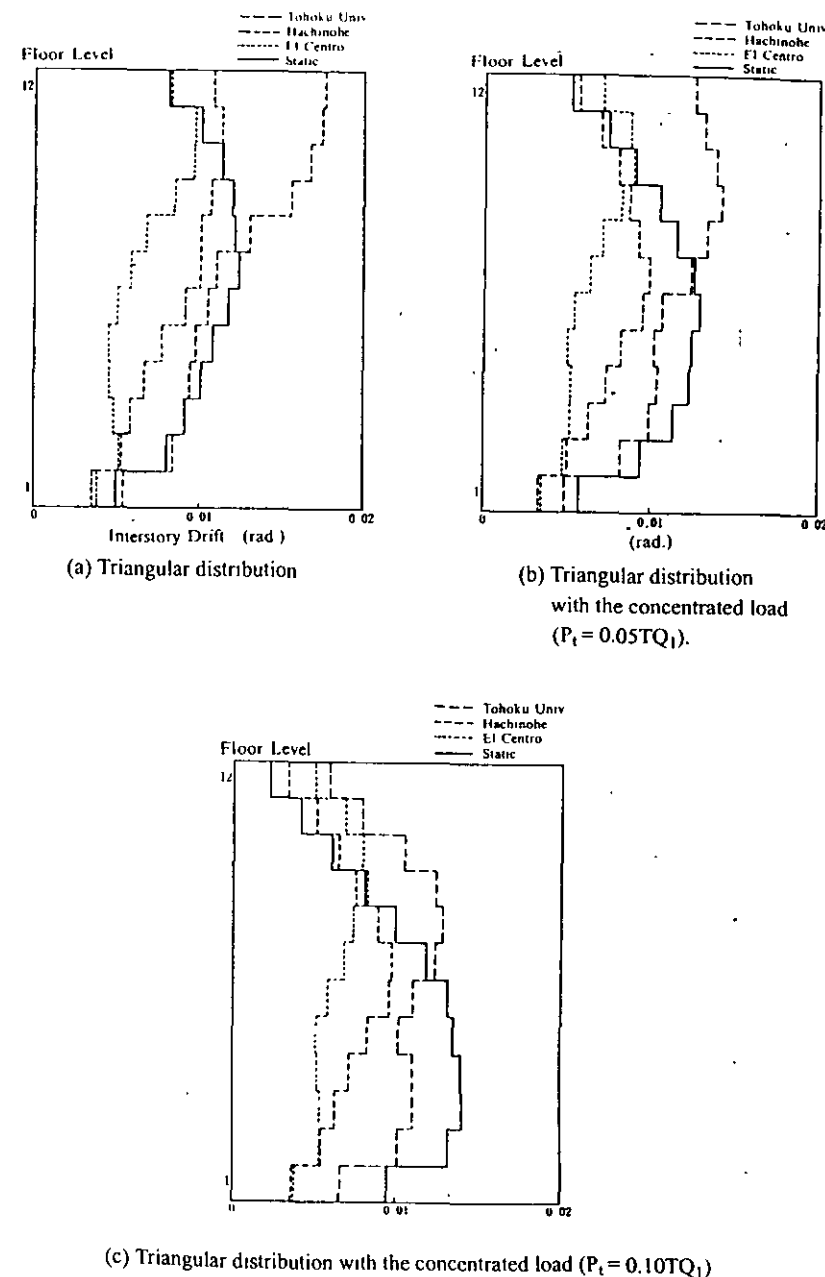


Fig. C4.4 Design load distribution and response deformation in a frame structure.

4.3.2 Linear Analysis

The strength distribution at the planned yield hinges should be determined by the analysis that represents a realistic stress distribution at the formation of the total yield mechanism. The reasons are.

- (1) to avoid yield hinges formed during a moderate earthquake motion,
- (2) to develop a simultaneous yielding at the planned yield hinges to prevent concentrated deformation during a strong earthquake motion; and
- (3) to ensure the formation of the total yield mechanism prior to the design limit deformation.

Therefore, a linear analysis with the stiffness deterioration due to cracking or, preferably a nonlinear analysis is recommended. In a linear analysis, to use the secant stiffness at the yield point evaluated for the actual steel arrangement for members with the planned yield hinges and/or the reduced stiffness due to cracking and others is strongly desirable depending upon the stress levels reached under the earthquake design load. Since, however, this procedure is very complicated and in some cases may not be fully justified, the stiffness reduction factor listed in Table C4.1 may be used for simplicity. The effective width of slabs for the evaluation of beam elastic stiffness specified in the "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures and Commentary [Ref. 4.1]" can be employed.

The stiffness of members with the planned yield hinges should be carefully estimated since their stiffness is strongly related to the value of the design limit deformation. The stiffness reduction factor for members with the yield hinges planned at both ends should be less than 0.5. The reduction factor should not be reduced intentionally by convenience of design. Therefore, the lower bound is specified as the secant stiffness at the yield point. The stiffness reduction factor will be evaluated when the amount of reinforcement is determined. The reduction factor, however, may be taken not less than 0.3 at the initial stage of design without confirmation.

If a yield hinge is planned only at an end of column such as a first-story column, the use of reduced member stiffness in an elastic analysis may not give a realistic stress and deformation distribution. For an exact analysis, the use of rotational springs at the planned hinge is required. The base of a first-story column may be designed with sufficient amount of reinforcement more than required against the design force. When the structure thus designed is analyzed in a nonlinear range, the base of the first-story column does not yield up to the design limit deformation (building drift angle of 1/100) in a frame structure. Consequently, in a conservative design, an elastic stiffness may be used for a first-story column in a linear analysis for the yield mechanism design.

The elastic stiffness reduction does not significantly change the member force distribution in a frame structure, but both elastic member stiffness and foundation stiffness affect the stress distribution between frames and structural walls in a wall-frame structure. In wall-frame structures, it should be noted that the simplified shear force distribution method such as the Muto's D-value method does not give an accurate shear force distribution. For those structures, a linear analysis using a computer is recommended.

For a member without the planned yield hinges, the uncracked elastic stiffness may be used for simplicity, but use of the reduced stiffness depending on stress levels for both shear and axial loads under design earthquake loads is desirable.

In a frame analysis, all frames can be inter-connected assuming rigid floor slabs, and be analyzed as a structure. In the case when a large shear force is transferred from frames to a structural

wall, the in-plane stiffness and resistance of the floor slab should be considered. The effect of transverse members, which are expected due to differential vertical deformations between the wall and frames, may be considered in a linear analysis for the yield mechanism design using a three-dimensional or pseudo coupled model. In this case, the transverse beam should be designed to resist the forces calculated in the analysis.

The linear analysis is desired to be as realistic as possible. The redistribution of calculated forces, however, is allowed to make the steel reinforcement arrangement uniform and construction with ease.

TABLE C4.1 STIFFNESS REDUCTION FACTOR IN A LINEAR ANALYSIS

	Flexural Stiffness	Axial Stiffness	Shear Stiffness
(a) Beam			
Without Hinges	1.0	(1.0)	(1.0)
Yield Hinges	0.3 - 0.5	(1.0)	0.3 - (1.0)
(b) Column			
Without Hinges	1.0	1.0	-(1.0)
One Yield Hinge	0.7	1.0	(1.0)
Two Yield Hinges	0.3 - 0.5	1.0	(1.0)
(c) Structural Wall			
Without Hinges	1.0	1.0	0.5 - 1.0
Yield Hinge	0.3 - 0.5	1.0	0.3 - 0.5
(d) Beam-column Connection	—	—	1.0
(e) Slab	0.0	(1.0)	(1.0)

[Note] The stiffness may be taken infinity for (1.0).

4.3.3 Moment Redistribution

If the amount of reinforcement at the planned yield hinges is greater than that required by the linear analysis against the design earthquake loads in the yield mechanism design, the resultant horizontal load carrying capacity of the structure would become larger than that required by the earthquake design loads, resulting from the rounding of the number of reinforcing bars, the limitation of bar size in available, the convenience of using the same bar sizes, the reinforcing bars continuous through a beam-column joint by the reason of easy construction and others. The required amount of top and bottom steel is significantly different with each other at the beam end, since the amount of bottom reinforcement is often governed by the minimum requirement of a tensile reinforcement ratio or that of a compressive to tensile reinforcement ratio. And the ultimate flexural strength of a wall base often exceeds the required design moment. If the strength at the planned yield hinges becomes excessively large as mentioned above, the regions other than the planned yield hinges must be designed for proportionally enlarged design forces in the yield mechanism assuring design that follows the yield mechanism design. If the excess of the strength were large, the yield mechanism

assuring design will face some difficulties in arrangement of steel bars, and as a result the design of a structure becomes uneconomical.

In order to minimize the overstrength at the planned yield hinges, the redistribution of design moments is allowed; i.e., the large design moments at some planned yield hinges can be distributed to other planned yield hinges of the small design moments resulting in an uniform strength distribution. There is no definite procedure specified for this redistribution.

The redistributed moments should be examined to satisfy the equilibrium conditions with the design earthquake loads. In the case that the moment is redistributed among members in the story, the amount of redistributed moment may be checked at the story node moments. If the moment is redistributed cross the story levels in the structure, the total work done by the yield moments through a set of virtual displacements should be checked greater than that done by the design earthquake loads through the prescribed virtual displacements.

Since a linear analysis may determine a real stress distribution at the formation of the total yield mechanism, it is desirable that the amount of moment redistribution will be as small as possible. The limitation on the amount of redistributed moment is placed. The amount should be allowed within the range to satisfy the conditions (1) through (3) in 4.3.2 "Linear Analysis." A recent study on the moment redistribution of a frame structure [Ref. 4.7] has shown that over-reinforcement can be avoided within this limit temporarily placed and the earthquake responses may fall within reasonable values.

4.3.4 Deformation Limit

This design guidelines assumes the design limit deformation (the expected maximum inelastic response deformation during a strong earthquake motion) to be 1/100 of story drift angle. Setting the building drift to be the prescribed value at the design earthquake load in the yield mechanism design, the structure is ensured to possess adequate stiffness and to develop the necessary resistance by the design limit deformation indirectly.

Since first the limiting value is intended to ensure the stiffness, and secondly the concentration of deformation in specific limited stories are avoided in the design, the building drift can be defined as the deformation of the centroid of external forces relative to the foundation. The limiting deformation is intended for the stiffness control of a super structure. The deformation caused by flexibility in the foundation may be ignored, since the foundation stiffness is hard to be evaluated with sufficient accuracy.

It should be noted that the building drift shall be calculated to estimate the yield deformation using the reduced stiffness of the members. Therefore, if a linear analysis is used, the stiffness reduction due to cracking should be properly represented in the member stiffness. In an actual design process, since the cracked stiffness (exactly speaking, the secant stiffness obtained from the yield point) cannot be defined prior member proportioning, the following simplified stiffness reduction ratios can be used:

- (1) elastic stiffness for members without planned yield hinges;
- (2) stiffness reduction of 0.5 for members with planned yield hinges at the both ends,
- (3) stiffness reduction of 0.7 for members with planned yield hinges at the one end, and
- (4) deformation limit decreased to the building drift angle of 1/300 radian for the structure.

If the story drift obtained by the above simplified concepts does not meet the deformation limit-

tation, the deformation must be reexamined in detail in the yield mechanism assuring design by either a linear analysis using more realistic member stiffness or a nonlinear static incremental load analysis. Some difficulties in design may be faced when a nonlinear analysis is employed to examine the deformation limitation, since the upper bound strengths are taken for strengths at the yield hinges in the analysis within the yield mechanism assuring design. For the difficulty in the design mentioned above, if the resistance at the deformation limit is evaluated to be greater than the design earthquake loads, the structure is regarded to satisfy the deformation limitation.

4.4 Yield Mechanism Assuring Design (Assurance Design)

4.4.1 Design Actions

Design actions in the yield mechanism assuring design shall be based on a static nonlinear analysis assuming upper bound strengths to develop at the planned yield hinges, in which design forces are magnified by the following factors:

- (1) the dynamic effects; and
- (2) the concurrency of bidirectional earthquake actions.

4.4.2 Non-Linear Analysis

Stresses at formation of the planned yield mechanism shall be calculated by a static nonlinear analysis based on inelastic stiffness properties of members and the following assumptions.

- (1) Either incremental nonlinear analysis or virtual work plastic analysis shall be used under earthquake loads whose the seismic coefficients are distributed in a triangular shape
- (2) Upper bound strength evaluated for the designed section shall be assigned at the planned yield hinges.
- (3) Stress transfer between adjacent frames through diaphragms shall be considered.
- (4) If an incremental nonlinear analysis is used, the member stiffness shall be properly evaluated on the basis of elastic stiffness and section as designed. If a yield hinge is not formed until the assuring deformation of the structure, the stresses at the assuring deformation may be used as stresses at the formation of the intended yield mechanism.
- (5) If a virtual work plastic analysis is used, the intended yield mechanism shall be assumed. Stresses at column ends other than at column hinges shall be estimated by distributing the sum of beam hinge moments at each joint on the basis of column moment ratios from a linear analysis. Actions in structural walls may be estimated as the difference between the story shear and the sum of column shears.

4.4.3 Magnification due to Dynamic Effect

The dynamic magnification factor on the design moment and shear for columns and structural walls can be given by Eqs (4.5) and (4.6) unless further special studies have been performed

$$\omega_{ci} = 1.0 + (\Delta\omega_i / \phi_o) (\beta_{chi} / \beta_{ci}) \quad (4.5)$$

$$\omega_{wi} = 1.0 + (\Delta\omega_i / \phi_o) (\beta_{whi} / \beta_{wi}) \quad (4.6)$$

The higher mode coefficient $\Delta\omega_i$ in Eqs (4.5) and (5.6) shall be given by Eq (4.7)

$$\Delta\omega_i = \begin{cases} 0.25 & \text{for } i = 1 \\ 0.20 & \text{for } 2 \leq i < n/2 \\ 0.20 + 0.10 (i - n/2) & \text{for } n/2 \leq i \end{cases} \quad (4.7)$$

where the notations denote respectively as follows:

ω_{ci} , ω_{wi} : dynamic magnification factors of columns and structural walls at the i -th story,
 ϕ_o : structural strength magnification factor in the yield mechanism assuring design
 $(= C_{10} / 0.25)$;

C_{10} : base shear coefficient in the yield mechanism assuring design;

β_{ci} , β_{wi} : ratios of the shear carried by columns and structural walls in the i -th story under the fundamental mode distribution of earthquake forces; and

β_{chi} , β_{whi} : ratios of the shear carried by columns and structural walls in the i -th story under the higher mode distribution of earthquake forces.

4.4.4 Magnification due to Concurrency of Bidirectional Earthquake Actions

Design shears and moments of columns shall be magnified by a factor equal to the sum of the dynamic magnification factor and concurrency safety factor ψ_2 . The concurrency safety factor along each principal direction may be taken as 0.10. Design axial loads of columns and structural walls shall be calculated by adding 50 percent of the axial load generated by the orthogonal earthquake forces.

4.4.5 Assuring Deformation

Intended yield hinges shall be provided with a deformation capability greater than the assuring deformation. Assuring deformation of a member shall be determined by a static nonlinear analysis at the assuring deformation of the structure

[Commentary]

4.4.1 Design Actions

In the yield hinge assuring design, member regions other than at the planned yield hinges are ensured to resist forces higher than the upper bound forces that might possibly be developed in the regions during a strong earthquake motion, and the planned total yield mechanism is assured to be formed. In the design guidelines, the fundamental forces at the formation of the planned total yield mechanism are calculated through a nonlinear static analysis under the assumed force distribution along the structure height. The calculated forces can be greater than the design forces in a strong

earthquake motion by the reasons in the following.

- (1) The strength at the yield hinges may be increased by the effects of steel yield strength higher than the nominal strength, strain hardening and increased effective width of floor slabs (over strength).
- (2) Lateral load distribution can be different from that assumed in the static nonlinear analysis, which may increase the stress in the columns and structural walls (dynamic effect).
- (3) The columns and structural walls are subjected to earthquake motions simultaneously along the two orthogonal directions (concurrency effect of the bidirectional earthquake responses).

The basic design forces for the yield mechanism assuring design (Assurance Design) should be evaluated by a nonlinear static analysis under a monotonically increasing load with the design earthquake load distribution assuming the upper bound strength at the planned yield hinges followed by magnification due to both the dynamic effect and concurrency effect of the bidirectional earthquake motion excitation.

4.4.2 Nonlinear Analysis

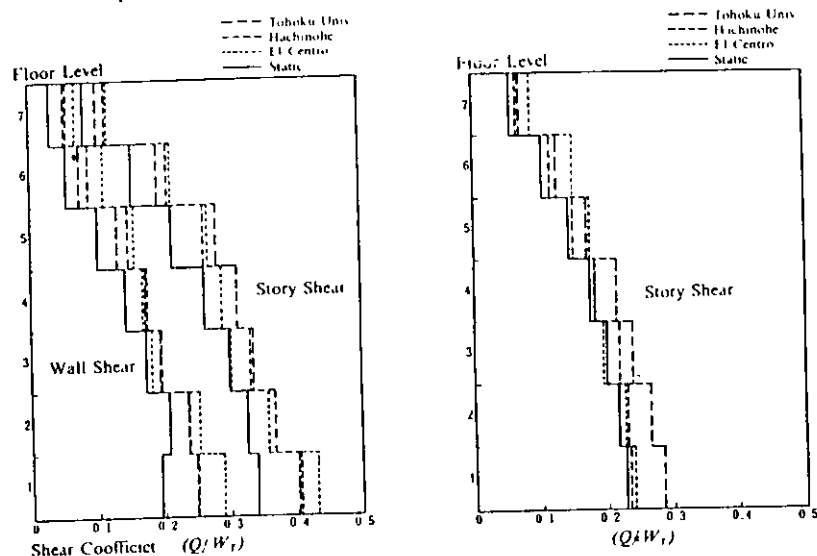
The vibration of a structure forming the total yield mechanism is generally dominated by the fundamental mode (i.e., by the first mode) response during an earthquake. Thus, the basic design forces are calculated by a nonlinear static analysis under a monotonically increasing lateral load with an inverted triangular distribution. The dynamic magnification is defined for the stress distribution obtained from the assumed inverted triangular load distribution.

It is desirable to carry out a static nonlinear analysis using a computer by an incremental analysis with monotonically increasing loads. If the total yield mechanism is not formed by the assurance deformation, the horizontal load carrying capacity can be defined as the resistance at the assurance deformation. If a simple hand calculation procedure is adopted for a simple frame structure, the story shear may be distributed among the columns proportional to an elastic distribution. In a wall-frame structure, the shear distribution between the frames and structural walls may be determined based on the distribution at the yield deformation.

In any case, it is difficult to determine the stiffness and stress at the base of the first-story columns and structural walls with varying axial loads. Design axial loads used in the design of columns should take the bidirectional effect of earthquake responses into account. Since the effect of fluctuating axial loads on the strength of the total structure will be canceled in the tensile and compressive sides, the nonlinear analysis may be conducted along only one direction. Columns that are supposed to be strongly affected by fluctuation of axial loads may be examined by an approximate procedure. A hand calculation method, however, for estimating the effect of axial load fluctuation is not available. An analysis using a computer cannot give reliable results. Engineering judgment will be required in either cases.

4.4.3 Magnification due to Dynamic Effect

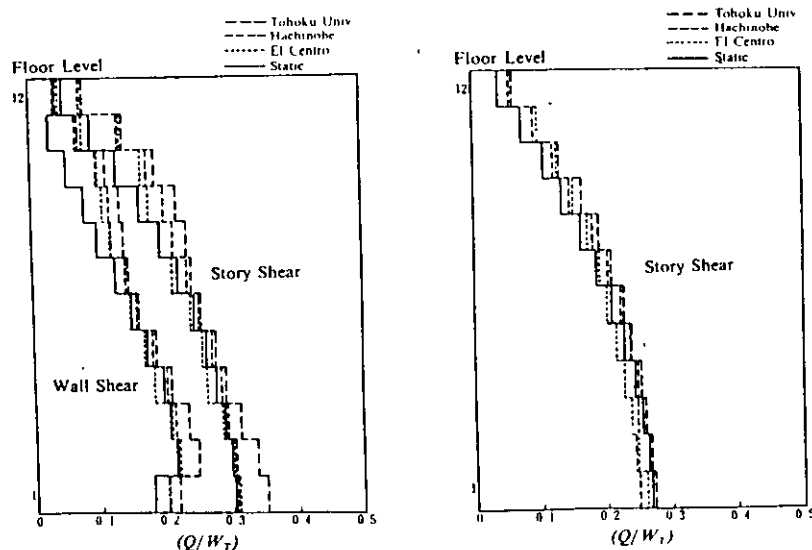
The distribution of response horizontal forces varies with time. The member forces also vary with time fluctuating from those obtained by the static analysis. Figure C4.5 shows the maximum response story shear obtained from a nonlinear earthquake response analysis in comparison with the story shear obtained from a static nonlinear analysis with the inverted triangular lateral load distribution (at the building drift angle of 1/100). The response story shears are generally larger than those obtained from the static analysis. The dynamic amplification factor (one of safety factors), which



Structural wall-frame structure

Frame structure

(a) A seven-story full-scale building.



Structural wall-frame structure

Frame Structure

(b) A twelve-story building.

Fig. C.4.5 Maximum response story shear.

takes the dynamic effect into consideration, is determined as the ratio of the maximum response story shear to the static story shear.

It is difficult to estimate the effect of dynamic amplification for a nonlinear structure theoretically.

In order to make the dynamic effect for a nonlinear structure clear, the response story shears obtained in a nonlinear earthquake response analysis are decomposed into similar vibration modes to elastic vibration modes [Refs. 4.8 and 4.9]. The vibration mode in an inelastic stage is not identical to that in an elastic analysis. Both the difference between the response story shears and horizontal forces obtained from a nonlinear analysis, and the basic horizontal load distribution can be determined from the components of higher vibration modes with use of conventional processes.

It is interesting to realize the tendency that the higher mode components that are calculated from the results of a nonlinear dynamic analysis show linear correlation with intensity of the input motion. Both the distribution and amplitudes of higher mode forces along the height cannot be well determined by a theory, while the following two features based on an elastic theory will be of much use in determining the distribution shape.

- (1) The second mode is considered significant in higher mode forces, in which case the constant mode shape and amplification factor can be assumed.
- (2) Based on the sum of higher mode components, the second mode shape and amplification factor can be defined.

The number one feature is of much use in the response of a frame structure whose second mode contribution is relatively large, while the number two feature is employed better for the response of a wall-frame structure.

Based on these features to represent higher mode contribution using exclusively the second mode response, the force components of higher modes can be related to both the mass of a structure and intensity of the earthquake motion on the basis of assumption of a constant amplification factor for the second mode. Thus, the higher mode forces can be approximately expressed by the intensity of earthquake motion.

Based on the concept described above, the maximum response story shear of higher mode components can be estimated from the maximum ground acceleration. Since the static story shear under the horizontal force distribution of the fundamental mode is limited by the story shear Q_{smax} at the formation of the total yield mechanism, the sum of the maximum static story shear Q_{smax} and the higher mode story shear Q_{fmax} will give the upper bound of the maximum dynamic story shear Q_{dmax} , i.e.,

$$Q_{dmax} \leq Q_{smax} + Q_{fmax} \quad (\text{Eq. C4.4})$$

If this upper bound story shear is taken as the design story shear, the dynamic amplification factor from the maximum static story shear Q_{smax} is defined by the following equation:

$$\begin{aligned} \omega &= (Q_{smax} + Q_{fmax}) / Q_{smax} \\ &= 1.0 + Q_{fmax} / Q_{smax} \end{aligned} \quad (\text{Eq. C4.5})$$

The higher mode story shear will be given in proportion to the sum of the dead and live loads

(weights) of the structure above the i -th story ΣW_i , and the design acceleration level. By using the shear coefficient under higher modes ΔC_{hi} , which reveals an envelope of shear distribution along the height under the second and other higher modes of dynamic forces associated with the design acceleration level, the relation is expressed as

$$Q_{fmaxi} = \Delta C_{hi} \Sigma W_i$$

and the static story shear Q_{smaxi} , which includes the effects of upper bound strength, can be expressed as:

$$Q_{smaxi} = C_{bi} C_B \phi_o \Sigma W_i$$

where C_{bi} and ϕ_o denote the shear coefficient under the basic mode ($C_{b1}=1.0$) and the structural strength magnification factor defined as the ratio of the static base shear coefficient (C_{10}) to the constant shear coefficient of C_B ($= 0.25$), respectively. The formula for the dynamic magnification factor defined in Eq. (4.5) can be derived using the higher mode coefficient:

$$\Delta \omega_i = \Delta C_{hi} / (C_{bi} C_B)$$

The coefficients related to the dynamic magnification can be derived theoretically by assuming the higher mode shapes and their amplification ratios. The expression of Eq. (4.7) in the guidelines is an approximation conservatively derived setting the factors for the second mode amplification ratio of 2.0.

This design guidelines proposes the simplified equations (Eqs. 4.5 and 4.6) based on the definition of dynamic amplification factor above mentioned and the results of dynamic analysis. In Fig. C4.9, the solid and dashed lines show the dynamic amplification factor defined in the guidelines and the results obtained from the nonlinear response analysis subjected to the recorded earthquake motions, respectively.

The dynamic amplification factor of the shear in each column does not always equal that defined for the total story shear, because the shear carrying distribution ratios among columns vary during an earthquake excitation. However, the variation with time among columns can be neglected in design if moment redistribution is taken into account. Therefore, the dynamic amplification factor for each column is taken identical to that derived for the story shear. In general, as for the column moments, the maximum dynamic amplification will be larger than that of the story shear, due to the fluctuation of the inflection point within the column. However, even if the dynamic response may cause the column yield moment to be reached, it will occur at one end only within a limited duration. An analytical study on dynamic response indicates the evidence that the dynamic amplification factor for moment, which is defined as the ratio of the higher moment at the top or bottom end to the design moment, is almost equal to the dynamic amplification factor obtained from the story shear. The factors for the moment are given similar to those for the story shear within this guideline, through which a partial column sidesway yield mechanism can be prevented.

Due to the effect of higher modes of vibration, the axial load in an exterior column induced during earthquake excitation might be less than the sum of beam shear forces calculated from the

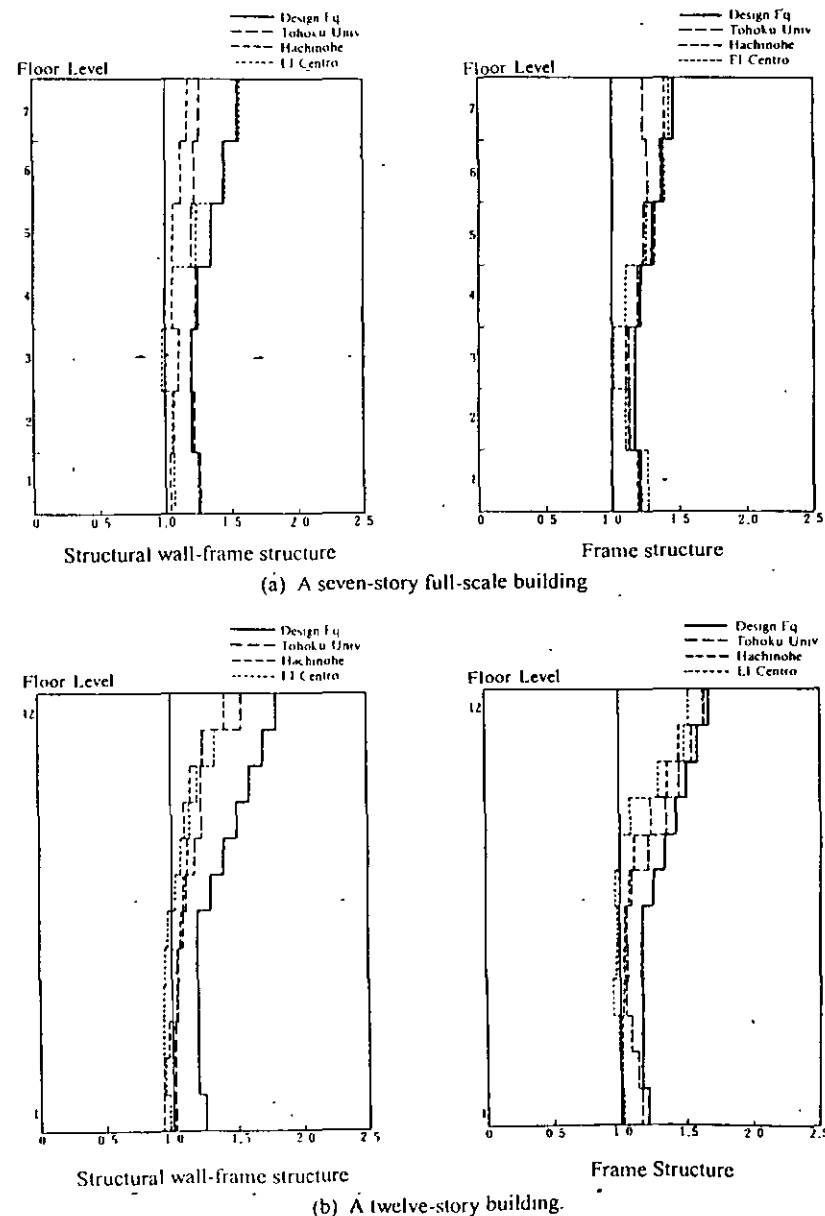


Fig. C 4.9 Dynamic response amplification and design dynamic amplification factors.

upper bound yield moments. A reduction factor for axial loads, however, will not be introduced, since the effect of axial load fluctuation is of less significance for the structures not higher than 45m.

In a wall-frame structure, the structural wall carries most of the shear caused by the higher mode response, even if the wall component is small to the total structural size. The distribution ratio of the higher mode shear to the column and wall can be estimated by decomposing the dynamic shear of column and wall in a similar manner. Figure C4.10 shows the ratios of the wall and column shear forces caused by the higher mode. The ratio of shear carried by the structural walls under the basic mode of earthquake forces is about 60% at the first story, and decreases in the upper story levels. A large part of the higher mode shear, up to 80%, is carried by the structural walls and the distribution of the ratios along the height of the structure is almost uniform.

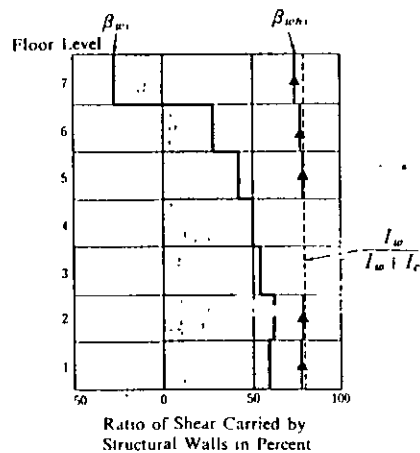


Fig. C 4.10 Shear distribution associated with higher mode components.

Referring to the dynamic analyses of a structure with different amount of structural wall components, the distribution ratios of the higher mode story shear to columns and structural walls at the i -th story level, β_{chi} and β_{whi} , can be given by the following equations:

$$\beta_{chi} = I_c / (I_c + I_w) \quad (\text{Eq. C4.6})$$

$$\beta_{whi} = I_w / (I_c + I_w) \quad (\text{Eq. C4.7})$$

where I_c and I_w signify the sum of the stiffness of the columns and structural walls in the story under antisymmetric bending, considering shear deformation, respectively. Figure C4.10 shows the ratios given from the equations. The design dynamic amplification factor for structural walls and that obtained from dynamic response analysis are indicated in Fig. C4.11.

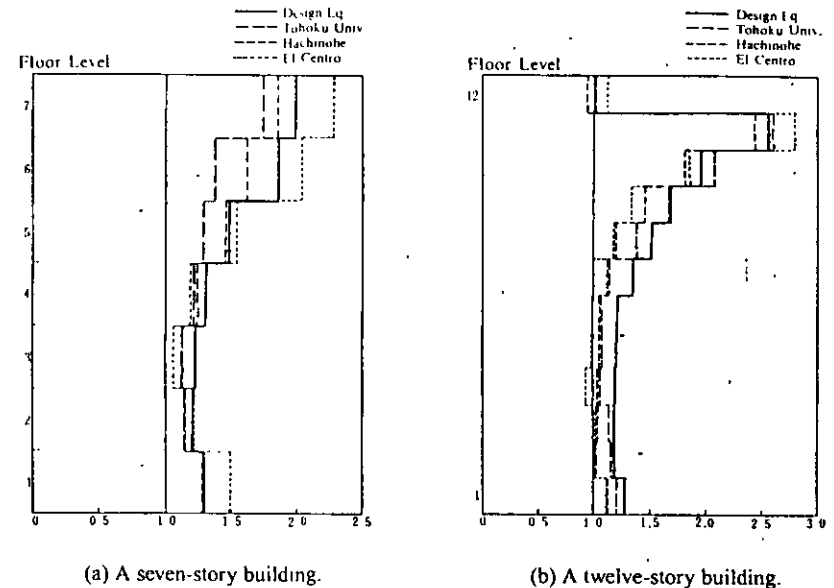


Fig. C 4.11 Dynamic magnification on responses of story shears in structural walls.

If the shear failure of the wall is prevented, yielding of columns might be allowed, because the overall yield mechanism of the structure is ensured by the structural wall. It is desirable, however, to ensure the columns not to form yield hinges, since it is with more ease to design the beams as ductile members than the columns that carry axial compressive loads.

The dynamic amplification factor for the moment of a structural wall does not necessarily correspond to that for the shear above obtained, and it should be formulated rationally considering the moment distribution of the beam and structural wall components. The amplification factor for the moment, however, can be taken identical with that for the shear for simplicity, because an occasional flexural yielding of the structural wall will not be critical in seismic performance within an overall yield mechanism.

4.4.4 Magnification due to Concurrency of Bidirectional Earthquake Actions

The yield surface of a column under bidirectional bending generally describes a circle, an ellipse or some convex shaped curve. The maximum column moment or shear in the beam-yielding mechanism could reach the resultant of the maximum within the plane. The ratio of the maximum amplitude along the diagonal direction to that along the principal directions could reach approximately the square root of 2 in the beam-yielding mechanism for the case when the concurrency of bidirectional earthquake forces is considered. The earthquake induced axial force in a column positioned at the corner of a structure by the two-way action could reach twice as large as that by the one-

way action.

The design forces given as the combination of the overstrength forces from each direction will be large enough to realize a beam yield mechanism under bidirectional earthquake forces. A non-linear dynamic analysis against bidirectional ground motions indicates that there is a low probability of concurrence of the overstrength forces along the two directions simultaneously. The combination of the overstrength forces from two directions, with other magnification factors such as those for overstrength and dynamic effect, will be regarded conservative in design. If probability distribution for those factors were determined, the probability of structure failure could be evaluated. At present, however, it is very difficult to fix those probability distributions for various types of structures, earthquakes, seismic intensity levels and other factors for responses of a structure.

This design guidelines determines the forces acted from structural frames placed in the transverse direction invariant. These concurrent forces are added to the static forces, which are regarded independent of the dynamic amplification effect. Further discussions are needed on this decision and the fixed figures.

Based on the results of the research on a full-scale 7 store building for the maximum overturning moment when excited in both directions. The forces acted from the transverse direction are about 50% of the maximum forces from the direction under consideration in the case of the real EL Centro motion, which reveals small concurrent effects, but in the cases of other real earthquake motions the ratio of forces from the transverse direction to the longitudinal direction comes to the range from 70 % to 100 %. Within the design guidelines, the use of 50 % of the forces from the transverse yield hinge mechanism obtained from a static non-linear analysis, is proposed as the concurrency of bidirectional excitation.

4.4.5 Assuring Deformation

In the yield hinge mechanism design, both the intended yield mechanism of a structure and the deformation capacity of constituent members with yield hinges should be assured.

This design procedure should be included in ductility design. A part of this procedure will be conducted in the yield mechanism assuring design, since a definite methodology of evaluating the required ductility and the ductility capacity of members has not yet been established. The ductility capacity of members will be assured by taking its calculated shear strength smaller than the smallest shear capacity empirically obtained (refer to the Chapter 6 : Design for Shear and Bond).

For a given earthquake motion, the required deformation capacity of the members could be determined. But at the present time, both the characteristics and intensity of future earthquake motions cannot be predicted sufficient for design, and it is considered adequate to set the assurance deformation larger than that obtained from dynamic response analyses. The design assurance deformation can be calculated based on a static non-linear analysis. Deformation angle is given for every story level by setting larger deformation than the design limit deformation, not setting the relative deformation of the centroid of external forces from the foundation (equivalent deformation of equivalent one degree of freedom system).

The building deformation can be estimated by the EODF system. For the deformation of each constituent member, however, the dynamic effect that causes deformation concentrated in limited specific members should be considered. This effect is significant for design in general, and in some cases the design procedures themselves may be modified. The member deformation obtained from a

static analysis will be of less significance for design. Another procedure can be revealed significant to estimate the assurance deformation for constituent members based on the geometrical relation assuming the column and structural wall to be rigid and using the story drift limits of assurance deformation given in the design guidelines.

- (1) For beams : 1/50 of deflection angle
- (2) For columns : 1/67 of deflection angle
- (3) For structural walls : 1/75 of deflection angle
- (4) For boundary beams : 1/40 of deflection angle

REFERENCES

- 4.1] Architectural Institute of Japan, "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures," 1988 ed., 646 pages (in Japanese).
- 4.2] Architectural Institute of Japan, "AIJ Guideline for Loads on Buildings and Commentary," 350 pages, November 1981 (in Japanese).
- 4.3] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI-318-83)," 1983.
- 4.4] Kaminosono, T. and S. Okamoto, et al., "Testing Procedure and Preliminary Test Results of a Full Scale Seven Story Reinforced Concrete Building," Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures, U.S.-Japan Research, Publication SP-84, American Concrete Institute, pp.105-201.
- 4.5] Aoyama, H., et al., "Earthquake Resistant Design Method of Reinforced Concrete Buildings Based on Ultimate Strength Concept," Gihodo-Press, 1990 (in Japanese).
- 4.6] Otani, S., T. Kabeyasawa, H. Shiohara, and H. Aoyama, "Analysis of the Full Scale Seven Story Reinforced Concrete Test Structure," Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures, U.S.-Japan Research, Publication SP-84, American Concrete Institute, pp.203-239.
- 4.7] Otani, S., Li Shengli, and H. Aoyama, "Moment Redistribution in Earthquake Resistant Design of Ductile Reinforced Concrete Frames," Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 9, 1987, pp. 581-588.
- 4.8] Kabeyasawa, T., "Ultimate-State Design of Reinforced Concrete Wall-Frame Structures," Proceedings of The Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Vol. 1, 1987, pp. 1-12.
- 4.9] Kabeyasawa, T., "Evaluation of Column and Wall Actions in the Ultimate-State Design of Reinforced Concrete Structures," Proceedings of The Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol.VIII, 1988, pp. 699-704.

CHAPTER 5 : DESIGN FOR FLEXURE WITH/WITHOUT AXIAL LOAD

5.1 Scope

Provisions of Chapter 5 shall apply for design of members subjected to the flexural loads or those combined with axial loads.

[Commentary]

The provisions of this Chapter shall apply to the design of members subjected to the flexural loads or to the combined flexural and axial loads such as beams, columns, shear walls and piles that resist against earthquake forces. A floor slabs and a sub-beam whose design are dominated by permanent loads are out of the scope of this design guideline. The "Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structure" (denoted as the current standard in the following within this chapter) provides the design procedure for these members.

5.2 Design Method

5.2.1 Principles

- (1) Design of the member subjected to the flexural loads or those combined with axial loads shall be based on the basic assumptions given in Section 5.2.2; the equilibrium condition of forces and the compatibility condition of strains.
- (2) Design shall consider the largest combination of flexural and axial loads.

[Commentary]

(1) In the second stage of the current design, in which the lateral load carrying capacity and the design shear forces are calculated, the simplified equations for ultimate flexural strength of column and beam are generally used. In this design guideline, however, the design of a member subjected to the flexural or the combined flexural and axial loads is based on an inelastic flexural theory satisfying the equilibrium of forces and compatibility of strains, in order to assure the yield mechanism and yield assurance designs. Recently, computers are used so commonly that the design of member, even of a T-shaped section or with multi-layered steel bars, can be done easily based on an inelastic flexural theory.

(2) A column is generally subjected to the combined flexural and axial loads, and the ratio of these combination always changes during an earthquake. The important factors for the design of a column are the fluctuation of axial loads and that of the design moment of non-hinged member during an earthquake. In the yield hinge mechanism design, the axial load of a column should be combined with the gravity load and the overturning moment due to earthquake excitation. In the yield assurance design, the fluctuation of axial loads and the fluctuation of the design moment of non-hinged column should be considered. The corner columns should be designed against the four types

of combination of design loads, considering the tensile and compressive axial loads due to the overturning moment produced within longitudinal and transverse frames.

5.2.2 Basic Assumptions in Calculation of Ultimate Flexural Strength

- (1) Strains in reinforcement and concrete shall be assumed directly proportional to the distance from the neutral axis.
- (2) Stress-strain relationship of reinforcement shall be linearly elastic in both tension and compression to the material strength given in Table 2.1. For strains greater than that corresponding to the material strength, stress in reinforcement shall be equal to the material strength.
- (3) Nonlinearity of the stress-strain relationship of concrete shall be considered.

[Commentary]

(1) In a calculation of the ultimate flexural strength, a plain remaining plain is assumed. The calculated strength based on this assumption matches well to the experimental result, even if this assumption would not be good for the cracked section. However, the member with thin width and deep depth, and with the shear deformation not negligible, would have a larger flexural strength than that based on plain remaining plain, especially in the case of compression toe failure. The evaluation of the strength for the member expected to be compression failure in its toe under the combined flexural and shear forces has not been established yet, that is the research item from now. Then this guideline restricts the shape of a member to satisfy the assumption of plain remaining plain.

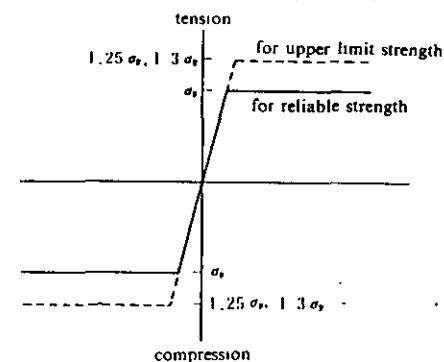


Fig. C 5.1 Stress-strain relationship of a steel bar.

(2) The stress-strain relationship of a steel is assumed to be the elasto-plastic as shown in Fig C5.1. The modulus of elasticity of reinforcement is assumed to be 2.1×10^6 kgf/cm². That obtained from material tests for the deformed bars reveals a little less than 2.1×10^6 kgf/cm², but the effect of Young's modulus is of little significance on the ultimate flexural strength. Figure C5.1 shows no strain hardening effect because there is a little possibility for reinforcement to go into that region

within the assurance deformation of a structure. As for the member that is forced a large deformation such as a boundary beam with short clear span, however, it is desirable to estimate appropriately the effect of strain hardening on the ultimate flexural strength.

The strain at strain hardening (ϵ_{sh}) and stiffness after that (E_{sh}) scatter very widely as shown in Fig. C5.2, and it is difficult to fix these values, but it is required to consider the strain hardening effect when the strain of reinforcement is expected to be over 1%

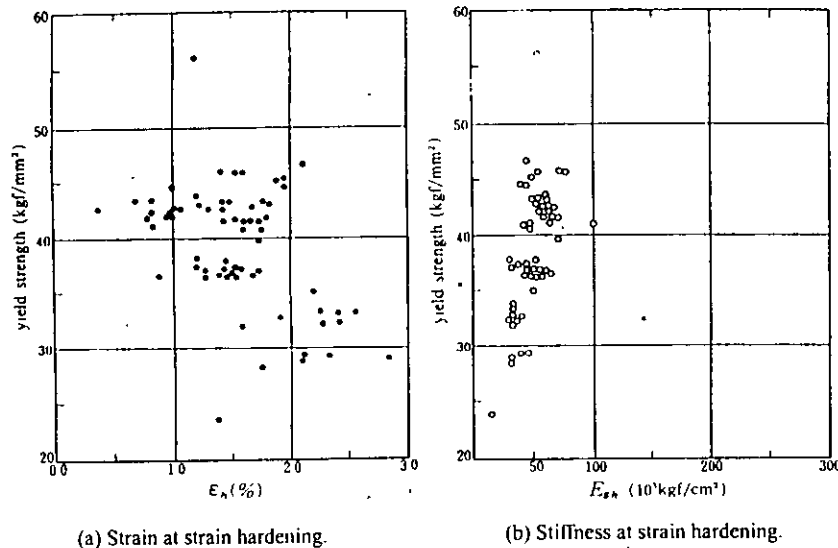


Fig. C5.2 Strain ϵ_{sh} at the strain hardening and hardening stiffness E_{sh} .

(3) Many stress-strain models for compressive characteristics of concrete are proposed. The diagrams in Fig. C5.3 are modeled from an uniaxial compression test, which does not, however, correspond to real stress combination in members. At the analysis of the member subjected to flexural moment, the stress v.s. strain model of concrete presented by a parabolic and a linear curves as shown in Fig. C5.3(a) or by the "e-function" curve as shown in Fig. C5.3(b) are generally used, and the analytical and the experimental results match well to each other. ACI adopts the equivalent compressive stress method as shown in Fig. C5.4 in which an average stress of $0.85 \sigma_B$ and an effective depth of $\beta_1 x_n$ are assumed for non-linear stress distribution with a rectangular shape.

A stress-strain relationship of concrete does not matter when the ultimate flexural strength of a member is dominated by the yielding of tensile reinforcement, but it is necessary to use its accurate relationship when a stress at the compression toe dominates the ultimate flexural strength of the member.

The effect of a confinement on the compressive characteristic of concrete has not been generally formulated yet, but there are many references on that.

Tensile strength of concrete is assumed to be zero.

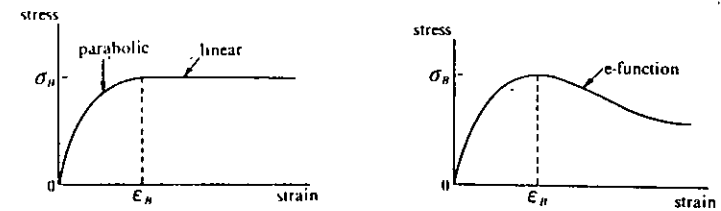


Fig. C5.3 Examples of the stress-strain curve for concrete.

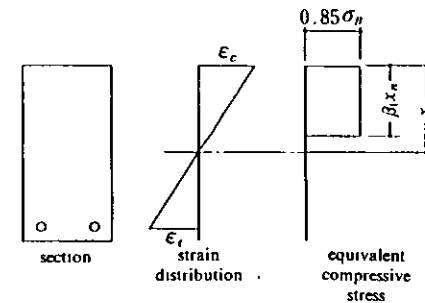


Fig. C5.4 Equivalent rectangular stress block in the ACI code.

5.3 Reliable Flexural Strength

Reliable flexural strength shall be based on the following assumptions.

- (1) Strain at extreme concrete compressive fiber shall be assumed equal to 0.003. Material strength of reinforcement given in Table 2.1 shall be applied for computation of reliable flexural strength.
- (2) Tensile reinforcement within effective width of slab may be included in tensile reinforcement at beam top.
- (3) Stresses intermediate reinforcement may be considered, if necessary.

[Commentary]

(1) Relationship between moment and curvature of a reinforced concrete member which yielding of tensile reinforcement occurred primarily is schematically drawn in Fig. C5.8. After the Y-point, yielding of tensile reinforcement followed by cracking, an increment of flexural strength is small. The compressive strain of concrete increases with the increment of the tensile strain of reinforcement after the Y-point, where the deformation also increases. The U-point on the diagram of Fig. C5.8 denotes the point of the compressive strain of 0.003, and the flexural strength at this point is defined as the ultimate flexural strength in this guideline. A beam or a column not subjected to high axial loads maintains its resisting moment after the U-point until the M-point, that is the maximum strength. But this guideline deals with the stable flexural strength up to the U-point.

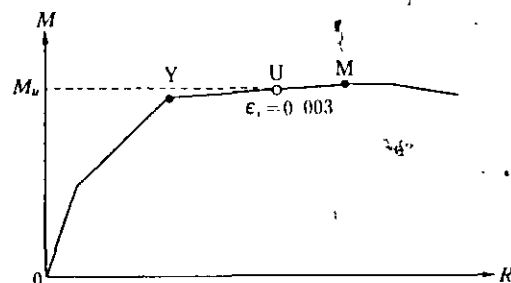


Fig. C5.8 Schematic relation between flexural moment and curvature.

(2) Figure C5.9 shows the histogram of the ratio of the flexural strength by an experiment to that by a calculation about T-shaped beams with yield hinges at both ends. Steels within the effective width of a floor slab are taken into account by the calculation. Figure C5.9(a) shows the case that the average strength of reinforcement obtained from a material test are used as the yield strength, and Fig. C5.9(b) shows the case that the strength of reinforcement specified in JIS (Japan Industrial Standard) are used as the yield strength. These figures indicate that the calculated strength based on the average yield strength of reinforcement gives the average of the ultimate flexural strength, and that on the nominal yield strength of reinforcement by JIS gives the lower bound of the ultimate flexural strength.

The same results were reported about the average ultimate flexural strength of columns conducted under the national research project on the short length columns during the period from 1972 to 1977.

This guideline does not introduce the strength reduction factor, because the lowest material strength considering its deviation is given in Chapter 2, and the ultimate flexural strength based on it is expected to give the lowest bound of itself as well as its nominal strength is expected to give the lowest bound of the reliable flexural strength.

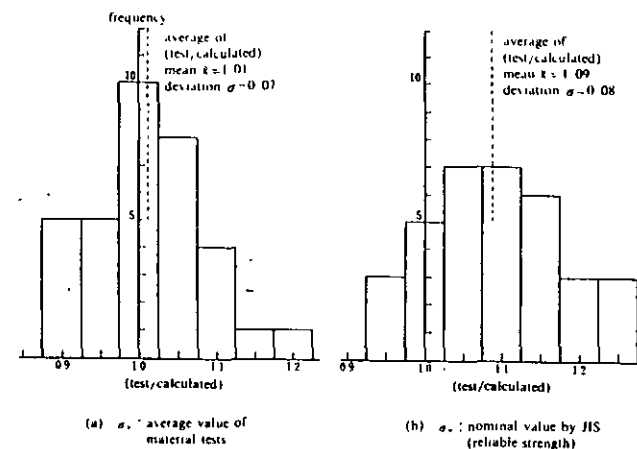


Fig. C5.9 Histogram of the ratios of empirical to calculated values of flexural strength.

(3) The deformation at the reliable flexural strength should be smaller than the design limit deformation, because it is expected that the moment at the hinge planned must reach the ultimate flexural strength up to the design limit deformation. Figure C5.10 illustrates the sketch of the lateral force and displacement relations on three different types of members. The member indicated by the line (a) can be expected the reliable flexural strength up to the design limit deformation R_d , but the member indicated by the line (c) can not be. In the case of line (b), the almost same strength as the reliable flexural strength can be expected because the flexural yielding will occur before the design limit deformation R_d .

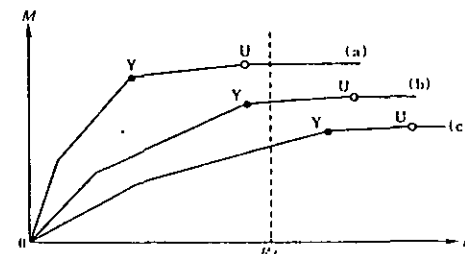


Fig. C5.10 Relationship between ultimate strength and limit design displacement.

Under the assumption of a curvature distribution as shown in Fig. C5.11, the deformation of a member R and the shear span ratio a/d have the relationship with each other described in Eq. C5.1. Equation C5.1 is modified to Eq. C5.2 by adding the condition of the occurrence of the flexural

yielding up to the member's angle of R_d corresponding to the design limit deformation.

$$R = (\epsilon_t + \epsilon_c) (a/d) / 3 \quad (\text{Eq C5.1})$$

$$(\epsilon_y + \epsilon_c) (a/d) \leq 3R_d \quad (\text{Eq C5.2})$$

where ϵ_t : strain of the tensile reinforcement;
 ϵ_y : strain at the yielding of tensile reinforcement; and
 ϵ_c : strain at the extreme compression fiber at the flexural yield strength.

Figure C5.12 shows the relationships of $(\epsilon_y + \epsilon_c)$ and (a/d) on the condition that R_d is assumed to be 1/150. Assuming that the strain at yielding of the tensile reinforcement is 0.002 and the compressive strain at the extreme fiber is 0.003, ϵ_t is greater than ϵ_y at R of 1/150, so that the reliable flexural strength of a member can be obtained before the design limit deformation under the condition that a/d is smaller than 4.

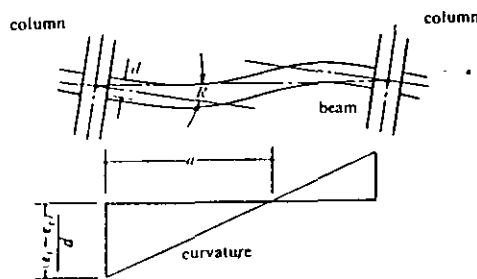


Fig. C5.11 An assumption of curvature distribution along a member.

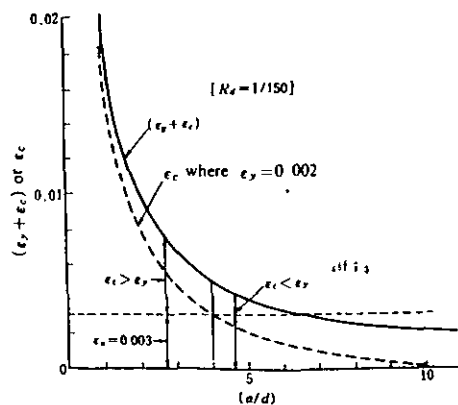


Fig. C5.12 Relation between $(\epsilon_y + \epsilon_c)$ and (a/d) .

(4) A floor slab cast together with a beam works together as the flange of beam, and the flexural strength of a beam with a floor slab shows higher than that without a floor slab. According to the experiment of beams with floor slabs, some longitudinal reinforcement in the floor slab near the beam yield at the almost same time as the tensile reinforcement in the beam, and the yielding of reinforcement in the floor slab extends as increasing of a deformation, and finally all of longitudinal reinforcement in the floor slab yield at the maximum strength.

The reliable flexural strength of a beam is the base of the lateral load carrying capacity of a structure, and is the minimum required strength for a beam. In order to evaluate the ultimate flexural strength more accurately, an adequate amount of reinforcement in a floor slab should be counted in the calculation for reliable flexural strength of a beam. The reinforcement within the effective width of a floor slab specified in the current standard may be counted into the reliable flexural strength if they have enough development length.

(5) The reinforcement placed in the middle part of a shear wall or a wall girder resist against a bending moment in proportion to their strains if they would have enough development length as well as the column. In these members, after the yielding of the longitudinal reinforcement concentrated at the extreme tensile end of a member section, some reinforcement placed in the middle part of the member section yield, then the member reaches almost its yield strength. The strength at that time is given considering the contribution of the reinforcement in the middle part of a member section. Shear wall, especially, have a lot of vertical reinforcement in the middle parts. It is reasonable to consider these reinforcement in evaluating their reliable flexural strength.

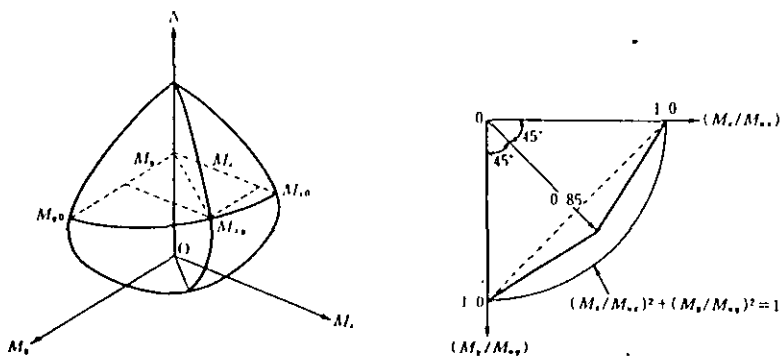
In this guideline, the ultimate strength is given when the compressive strain of concrete is 0.003 at the extreme fiber. As for the ultimate flexural strength of a shear wall, however, many test results showed larger strain than 0.003 at the ultimate flexural strength. The ultimate compressive strain of 0.003 may be assumed at the center of a boundary column in compression side for the calculation of the ultimate flexural strength of shear walls.

(6) Yield strength of a column subjected to biaxial bending is generally lower than that to uniaxial bending as shown in Fig. C5.13. The yield strength diagram would be affected by a cross-sectional shape, an amount of flexural reinforcement, their arrangement, material strength, and axial force. Under the constant axial force, the correlation between the ultimate flexural strength in both X and Y directions are often described as Eq. C5.3.

$$(M_x / M_{ux})^\alpha + (M_y / M_{uy})^\alpha = 1 \quad (\text{Eq.C5.3})$$

The value of α is generally assumed to be less than 2 and is related to the axial force level. Figure C5.13(b) shows an proposal of the biaxial yield strength diagram whose relationship is assumed to be bilinear and the ultimate strength on 45 degree axis is 0.85 times the strength along the X or Y direction.

The reliable strength design of a column may be performed on each direction independently, because the design moment and the axial force are magnified already in Chapter 4 considering the occurrence of a bidirectional earthquake action. If any flexural design are necessary on any other directions than the principal axis, the flexural strength should be calculated on the direction subjected to the specified forces.



(a) Sketch of the yield surface.

(b) An approximation

Fig. C5.13 Yield surface of a column subjected to bidirectional bending.

5.4 Upper Bound Flexural Strength

Upper bound flexural strength shall be based on the following assumptions:

- (1) Strain at extreme concrete compressive fiber shall be assumed equal to 0.003. Material strength of reinforcement given in Table 2.1 shall be applied for computation of upper bound flexural strength.
- (2) Tensile reinforcement within twice the effective flange width of slabs and walls shall be considered as tensile reinforcement.
- (3) Stresses in intermediate reinforcement and all other reinforcement effective for flexural resistance shall be considered

[Commentary]

The upper bound of the ultimate flexural strength which could be expected in the yield hinge region up to the assurance deformation is defined as the upper bound flexural strength. The strength deviation of reinforcement in a higher side, the extension of the effective width of a flanged member, the existence of some reinforcement non-calculated, and the effect of a strain hardening of reinforcement in the member with a short span cause the overstrength than the reliable flexural strength. It is necessary in the assurance design to estimate the upper bound flexural strength in order to prevent a member from shear failure and to assure the yield hinge mechanism even if the ultimate flexural strength in the yield hinge region would become higher due to the factors mentioned above.

The overstrength of reinforcement described in Chapter 2 is used. As for the effective width of a flange, the width twice as large as that assumed to compute the reliable strength should be considered. Although some test data show that all reinforcement in a floor slab yield under a large drift, in this design guideline all reinforcement within full width of a floor slab might not yield up to the assurance deformation. The intermediate reinforcement and all other reinforcement effective for flexure should be considered.

5.5 Axial Load Limitation in Yield Hinge Region

In the yield hinge region of columns and structural walls defined in Section 9.2.3, design axial loads shall satisfy the following limitations.

- (1) Axial load in a column shall satisfy Eq (5.1)

$$-k_2 A_g \sigma_y \leq N_c \leq k_1 A_c \sigma_B \quad (5.1)$$

where N_c : axial load in the yield mechanism assuring design, positive in compression, in kgf;

A_c : cross sectional area of column, in cm^2 ;

A_g : gross area of longitudinal reinforcement in column, in cm^2 ;

σ_B : compressive strength of concrete, in kgf/cm^2 ; and

σ_y : material strength of reinforcement for reliable strength given in Table 2.1, in kgf/cm^2 .

Coefficient k_1 for compressive load shall be 1/3. The value may be increased to 2/3 if confining reinforcement is placed as specified in Chapter 9. Coefficient k_2 for tensile load shall be 3/4.

- (2) Axial load in a structural wall shall satisfy Eq.(5.2):

$$N_w \leq k_3 A_{\text{core}} \sigma_B - A_{ws} \sigma_{wyu} \quad (5.2)$$

where N_w : total axial load acting on the wall in the yield mechanism assuring design, positive in compression, in kgf;

A_{core} : core area of boundary column on compression side of a wall, in cm^2 ;

A_{ws} : area of vertical reinforcement in the wall panel, in cm^2 ; and

σ_{wyu} : material strength of vertical reinforcement in the wall panel for upper bound strength, in kgf/cm^2 .

Coefficient k_3 shall be 2/3. The value may be increased to 1.0 if confining reinforcement specified in Chapter 9 is placed in the boundary column.

[Commentary]

(1) An ultimate flexural strength and a deformation capacity after a flexural yielding of a column subjected to axial and flexural forces are significantly affected by the axial force level, and the less deformation capacity could be shown under the higher axial force. In order to maintain a flexural strength and a deformation capacity after flexural yielding, the axial force of a column should be less than $A_c \sigma_B / 3$. However, the doubled axial force level $2A_c \sigma_B / 3$ might be allowed under the condition that hinge region should be enough confined according to Chapter 9 to prevent compressive reinforcement from buckling or concrete from spalling-off.

A corner column would be subjected to a large axial load as close to $2A_c\sigma_B/3$ because of a bidirectional earthquake action. It would be necessary to have the area of such a corner column large enough in order to reduce its axial load level

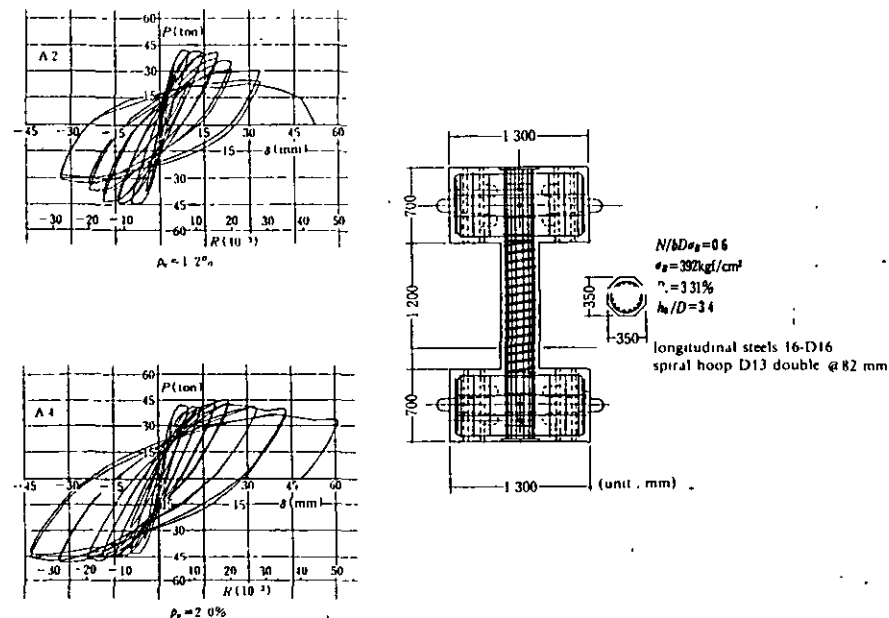
Figure C5.17 shows the result of a column test subjected to very large axial loads. Figure C5.17(a) shows the effect of the amount of lateral reinforcement p_w with the constant axial load of $0.6A_c\sigma_B$. Figure C5.17(b) is the test result in which the axial load changes from $0.75A_c\sigma_B$ to $-0.25A_c\sigma_B$ proportional to the drift. Both test results show that good ductility could be obtained by enough confinement.

(2) An exterior or a corner column in multi-story frame structure would be subjected to tensile forces during an earthquake. The column subjected to tension and bending shows very ductile behavior because the compression strain of concrete decreases. If all vertical reinforcement in a column would yield by tension forces under an earthquake motion, they would be easy to buckle by following compression forces, because the stiffness of all vertical reinforcement decrease due to "Bausinger Effect". There are few tests about such a behavior. This design guideline restricts the tensile force to column not larger than 0.75 times the member's tensile yield strength

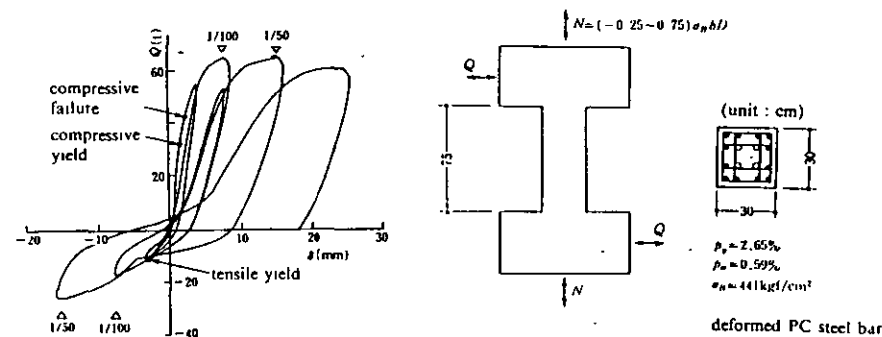
(3) A shear wall has a larger lateral stiffness than a frame structure, and its yield deformation is very small, then a large inelastic deformation after yielding is required. Some researches show that the ductility of a flexural type shear wall depends on the strength and ductility of its compression zone including the boundary column. Figure C5.18 shows the relationship between R_u (drift at 80% the maximum strength) and $\bar{\sigma}_c$ (total axial forces divided by axial strength of a boundary column). It indicates that the drift of more than 1/50 could be expected for the shear walls with their $\bar{\sigma}_c$ of less than 2/3.

Figures C5.19 show the test results of shear wall in which main parameter is the area of the boundary columns. The shear span ratios were changed during the test of a specimen. The test specimen W1 has a lateral reinforcement p_w of 1.1% in the boundary column and is the prototype. The specimens W2, W3 and W4 have p_w of 1.6%, and also the wall panel of W3 is thicker than others. The area of the boundary columns of W4 is bigger than others. These test results show that the stable response would be expected up to the drift of 1/50 with shear span ratio of more than 1.5. The axial load levels of the boundary columns were changed during the test, and they were close to the value obtained by Eq. 5.2.

The left side in Eq. 5.2 indicates the total axial loads consisting of a dead load sustained by a shear wall and an axial load due to overturning moment in a plane and a transverse directions at the yield mechanism assuring design. The first term of the right side in Eq. 5.2 is the axial strength of boundary column that is defined as the product of A_{core} (inside of lateral reinforcement as shown in Fig. C5.20) multiplied by concrete strength. The second term is a tensile yield strength of the vertical reinforcement in the wall panel. When the amount of the vertical reinforcement in the boundary columns are very different among each other, the second term should take all the vertical reinforcement in wall and boundary columns into account



(a) Effect of p_w ($\sigma_o = 0.6 \sigma_B$).



(b) Fluctuation of axial force.

Fig. C5.17 Experimental results of a column with high axial loads.

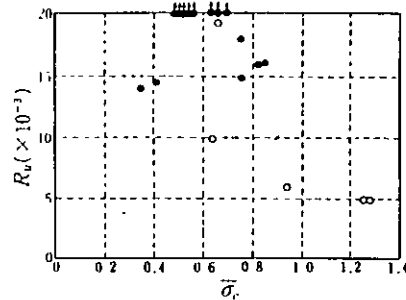


Fig. C5.18 Axial stress of a boundary column $\bar{\sigma}_c$ and the limit deformation R_u .

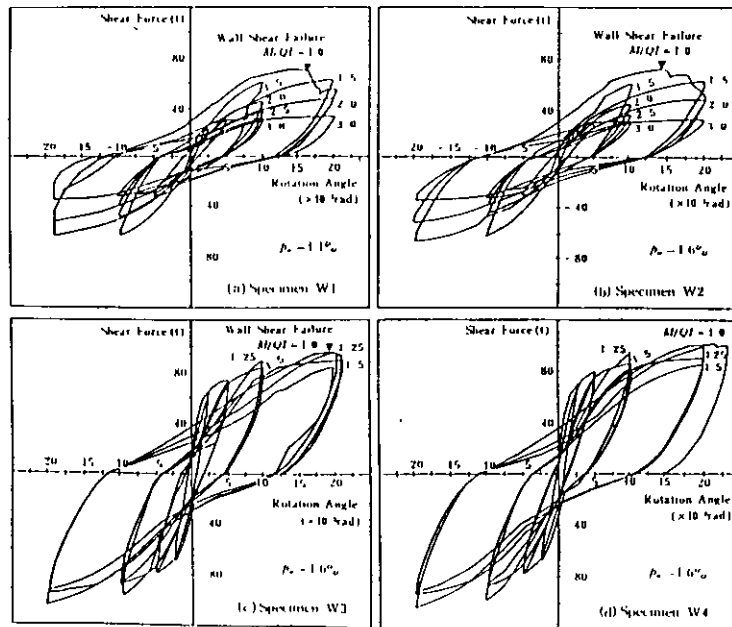


Fig. C5.19 Experimental results with various size and confinement of a boundary column.

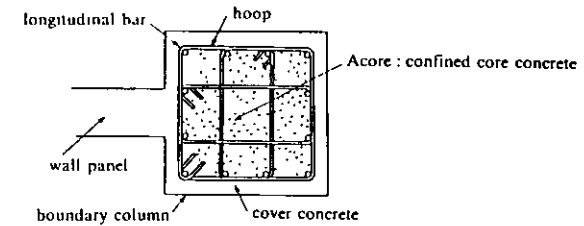


Fig. C5.20 Cross-sectional area of confined core concrete A_{core} in a boundary column.

5.6 Structural Requirements

5.6.1 beams

(1) Sectional Shape

Beam width shall be not less than 25 cm. In a yield hinge region, beam width shall be not less than 1/4 times beam depth.

(2) Longitudinal Reinforcement

1) Longitudinal reinforcement shall be deformed bars of size equal to or larger than D19.

2) Tensile reinforcement ratio in a yield hinge region shall be not greater than 0.025 including effective slab reinforcement. Ratio of total area of compressive reinforcement to that of tensile reinforcement shall be not less than 0.5. The tensile reinforcement ratio ρ_t is defined as ratio of the total area of tensile reinforcement to the product of beam width and effective depth.

3) Tensile reinforcement, as a general rule, shall not be placed in more than two layers.

5.6.2 Columns

(1) Sectional Shape

Minimum dimension of column shall be not less than 40 cm. Ratio of section dimensions of long side to short side shall be not more than 3.0 in a yield hinge region.

(2) Longitudinal Reinforcement

Longitudinal reinforcement shall be deformed bars of size equal to or larger than D19.

5.6.3 Structural Walls

(1) Sectional Shape

1) Cross sectional shape of a structural wall, as a general rule, shall be of I-shape with boundary columns on both sides.

2) Thickness of wall panel shall be not less than 15 cm, and also not less than 1/20 of clear height of the wall panel

(2) Placement of Reinforcement

1) Reinforcement shall be deformed bars of size equal to or larger than D10, and placed equal amount in the vertical and horizontal directions.

- 2) Reinforcement shall be placed in double layers in a yield hinge region
- (3) Opening within the Wall Panel
- If an opening must be placed in a yield hinge region of wall panel, the location shall be at the center in width, and the size shall not affect the monolithic behavior of the wall.

[Commentary]

(1) This section mentions the structural requirements about the shape and the dimension of the members, the size and the reinforcement ratio, and etc. The requirements are not necessarily based on the test or analytical data but based on an engineering experience and judgment, and the example of the foreign design codes, especially considering on the keeping ductility and the easy construction

(2) As for the width of beam, its minimum width is 25 cm that makes easy to cast concrete and to place a shear reinforcement preventing buckling of a compression reinforcement, bond failure of a tensile reinforcement. The ductility of a beam is so emphasized in this design guidelines because it is expected to form a yield mechanism that it would be the best for the width of a beam to be as large as possible.

Some foreign codes have the limitation of a beam width to make sure the anchorage of flexural reinforcement in a beam into a column. But the width of a column is usually larger than the width of a beam in the Japanese building construction and the longitudinal reinforcement in the beam is placed inside of the longitudinal corner reinforcement in the column at beam column joint, then there is no upper limit about the width of beam.

The limitation of the beam width not less than 1/4 times the beam depth is also from the view of the ductility. Too large ratio of a beam depth to a beam width would make some complicated problems such as a member's buckling or an applicability to a frame model. Shear deformation would affect on an assumption of plain remaining plain when a beam span would be short relatively to a beam depth.

The shear span ratio should be taken into account by the design in Chapter 6, so that there is no limit about the shear span ratio on flexural performance, and thus only the ratio of a beam width to a beam depth is specified in this section.

(3) Column size should not be less than 40 cm, and the ratio of the longer size to a shorter one should not be larger than 3. In the case of a wall-column structure which has big ratio of the column depth to column width, it would be necessary to devise an special arrangement of lateral reinforcement in order to confine the compressive zone as shown in Chapter 6, shear design, so there is no limit about the shear span ratio of a column in this section.

(4) The cross sectional shape of shear wall, as a general rule, allowed in this design guideline is of I-shape. The same thickness of a wall panel as the column width, whose cross sectional shape is not of I-shape, would be allowed under the condition the column width should not be less than 40 cm. In this case the column depth might be recognized as the column width in the transverse direction. The minimum ratio of a wall thickness to a wall panel height is larger than that specified in the current standard, considering that the wall yields at its bottom end.

There is no requirements about the shape and the dimensions of an opening in a shear wall. But these are specified in the current standard, and vertically or horizontally long opening should be

avoided to maintain the monolithic behavior and the flexural capacity of a wall.

(5) The nominal size of longitudinal reinforcement in a beam and a column should not be less than D19 to prevent the compression reinforcement from buckling. Assuming that the γ -ratio (the ratio of the amount of compression steels to the amount of tensile steels) is equal to 0.5, and the most severe combination of reinforcement and concrete strength, the tensile reinforcement of a beam could yield up to p_t of 3.3%. However, in order to prevent spalling of cover concrete or a compression yield of reinforcement, the tensile reinforcement ratio in a beam, including the tensile reinforcement of a floor slab, should not be more than 2.5%. Where p_t is given by the ratio of the tensile reinforcement area to the area of a beam width multiplied by an effective beam depth. An adequate lateral reinforcement same as required in special hinge region specified in Chapter 9 is recommended to be provided in the case that p_t is more than 2%.

A large tensile reinforcement ratio might cause not only to a poor flexural ductility but also to a bond failure, so that the adequate reinforcement is required according to Chapter 6.

As for the column there is no limit on p_t , because of column is usually 1.0. However, the large tensile reinforcement ratio p_t would result in a bond splitting failure as in the case of a beam. Previous researches show that a bond splitting failure would likely occur in the case of p_t of more than 1%. Then p_t of a column with yield hinge would be designed to be less than 1%.

REFERENCES

- 5.1] Architectural Institute of Japan, "Data for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Structures," September 1987 (in Japanese).
- 5.2] American Concrete Institute, "Building Code of Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)."
- 5.3] Park R., Priestley N. and Gill W., "Ductility of Square-Confined Columns," Proc., ASCE, Vol. 108, No. ST4, April 1982.
- 5.4] Muguruma H., et al., "Studies on Ductilities of High Strength Concrete Confined by Lateral Reinforcement," Proc. of JCI 6th Conference, 1983, pp.317-320 (in Japanese).
- 5.5] Fuchikawa S., et al., "Effect of Stirrup on Deformation Capacity of T-beams," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of AIJ, Structures II, 1987, pp.205-206 (in Japanese).
- 5.6] Koda S., et al., "Effect of Lateral Reinforcement Detailing on Ductility in T-Beams," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of AIJ, Structures II, 1987, pp.209-210 (in Japanese).
- 5.7] Iwakura T., et al., "Experimental Study on Full Scale R/C T-beams with Large Deformed Bars," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of AIJ, Structures II, 1987, pp.211-212 (in Japanese).
- 5.8] Oku K., et al., "Size Effect on Behavior of Reinforced Concrete T-Beam," Proc. of Japan Concrete Institute, Vol. 10, No. 3, 1988, pp.675-680 (in Japanese).
- 5.9] Ohkubo M., "Studies on the Stiffness and Strength of Reinforced Concrete T-Beams Subjected to Earthquake Forces," Trans. of AIJ, No. 201, November 1972, pp.25-32 (in Japanese).
- 5.10] Yoshimura M., et al., "Studies on Seismic Performance of Full Scale 7 Story Structure (Part 2)," Proc. the 6th Japan Symposium on Earthquake Engineering (in Japanese).

- 5.11] Standard Association of New Zealand, "Code of Practice for the Design of Concrete Structures," 1982.
- 5.12] Hiraishi H., "Ductilities of Storied Shear Walls," Symposium on Development of High-rise Reinforced Concrete Buildings and Ultimate Strength Design of Shear Walls Depending on Ductilities, Kanto Branch of AIJ, December 1986 (in Japanese).
- 5.13] British Standards Institute, "Structural Use of Concrete (BS8110-1985), Part 1: Code of Practice for Design of Construction"
- 5.14] Ferguson P.M., "Reinforced Concrete Fundamentals," John Wiley & Sons.
- 5.15] Takeda T. and Yoshioka K., "Study on Confined Concrete in High-rise Reinforced Concrete Buildings (Part 1)," Report of the Technical Research Institute, Obayashi Corporation, No. 35, 1987 (in Japanese).
- 5.16] Kobayashi J, et al., "Test of Structural Members in Tall Buildings Utilizing the RC Layered Construction System (Part 3)," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of AIJ, Structures II, 1986, pp.179-180 (in Japanese)
- 5.17] Tatsumi Y, et al., "Behavior of Reinforced Concrete Columns under Bidirectional Lateral and Varying Axial Loads," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of AIJ, Structures II, 1989, pp.523-524 (in Japanese).
- 5.18] Hiraishi H., et al., "Seismic Behavior of High-Strength RC Columns under High Axial Stress (Part 6)," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of AIJ, Structures II, 1989, pp.765-766 (in Japanese)
- 5.19] Kabeyasawa T, et al., "Experimental Study on Strength and Deformation Capacity of High-Rise Shear Walls," Proc. of JCI Vol. 9, No 2, 1987, pp 379-384 (in Japanese).

CHAPTER 6 . DESIGN FOR SHEAR AND BOND

6.1 Scope

The provisions of Chapter 6 shall apply for design of members subjected to shear as follows:

- (1) design to ensure shear strength of columns, beams and structural walls;
- (2) design to ensure deformation capacity of yield hinge regions of the members subjected to shear; and
- (3) design to prevent a bond splitting failure along the longitudinal reinforcement in columns and beams.

[Commentary]

The provisions of this Chapter should apply for the shear design of the non-hinge regions of columns, beams and structural shear walls, and for the ductility design of their hinge regions. Design for the bond applies for columns and beams in the yield mechanism assuring design.

6.2 Design Method

6.2.1 Basic Principles

In the shear design, the reliable shear strength of all members shall be greater than the design shear in the yield mechanism assuring design, and the deformation capacity of planned yield hinge regions shall be greater than the assuring deformation of member. In columns and beams, the splitting bond strength of longitudinal reinforcement shall be greater than the bond stress associated with design actions in the yield mechanism assuring design.

6.2.2 Strength of Shear Reinforcement

The strength of shear reinforcement shall be the material strength for the reliable strength calculation.

6.2.3 Structural Requirements

Lateral reinforcement shall follow the provisions in Chapter 9 in addition to the provisions of this chapter.

[Commentary]

The strength of shear reinforcement used for the shear design is determined by the material strength for the reliable strength calculation. It should be, however, not greater than 25 times the

compressive strength of concrete σ_B . The equations to evaluate shear strength of members proposed hereinafter can give the calculated results in good agreement with the empirical results, when substituting the strength of reinforcing bars of 25 times σ_B for the material strength of shear reinforcement that is greater than 4,000kgf/cm². Within this guidelines, when the material strength of shear reinforcement exceeds 25 times σ_B , the strength of shear reinforcement used for the shear design shall be replaced by the value of 25 times σ_B .

When using such a high strength steel, its bending performance should be examined in accordance with the JIS-Z 2248 (Test Method for Bending Performance of Metallic Material) to prevent a brittle failure at the bend corner. And sufficient extension length beyond a hook is required when the 135 degree hooked bar anchorage is used for anchorage of a high strength shear reinforcement. Either the serial spiral or closed hoop worked by welding is recommended to develop the full capacity of a high strength material. In this case, the welding joint should be provided with greater strength than the specified yield strength of the base material.

6.3 Shear Strength of Beams and Columns

6.3.1 Strength Equation

Reliable shear strength V_u of the beams and columns shall be calculated by Eq. (6.1). When $p_w \sigma_{wy}$ is greater than $v \sigma_B / 2$, $p_w \sigma_{wy}$ shall be replaced by $v \sigma_B / 2$.

$$V_u = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B / 2 \quad (6.1)$$

where

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D \quad (6.2)$$

$$\beta = \{(1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy}\} / (v \sigma_B) \quad (6.3)$$

b : width of the section;

D : overall depth of the section;

j_t : distance between the top and bottom bars;

L : clear span of the member;

σ_B : compressive strength of concrete;

σ_{wy} : strength of the shear reinforcement not greater than 25 σ_B ;

p_w : shear reinforcement ratio;

v : effectiveness factor for the compressive strength of concrete, and

ϕ : angle of the compressive strut in the truss mechanism.

6.3.2 Coefficients for Members without Planned Yield Hinges

Effectiveness factor for the compressive strength of concrete v shall be replaced by v_o given by Eq. (6.4) for the members without the planned yield hinges.

$$v_o = 0.7 - \sigma_B / 2000 \quad (\sigma_B \text{ in kgf/cm}^2) \quad (6.4)$$

The value of $\cot \phi$ shall be the minimum defined in Eqs. (6.5) through (6.7).

$$\cot \phi = 2.0 \quad (6.5)$$

$$\cot \phi = j_t / (D \tan \theta) \quad (6.6)$$

$$\cot \phi = \sqrt{v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy}) - 1} \quad (6.7)$$

[Commentary]

(1) Shear strength of columns and beams

The prediction for the shear design in this section is fundamentally based on the lower bound theory of plasticity [Refs. 6.1-6.4]. Superposition of the truss and arch actions is introduced in modeling of the shear resisting mechanism. Assumed plastic condition are those; (1) the total diagonal compressive stress in concrete generated by the combined truss and arch actions reaches the stress at the yield point of concrete, and (2) the stress in shear reinforcement reaches the stress at the yield point of shear reinforcement.

The effectiveness factor, v_o , in Eq. 6.4 proposed by M. P. Nielsen [Ref. 6.1] is used in determining the stress at the yield point of concrete. The stress at the yield point of shear reinforcement is given by the material strength for the reliable strength calculation of members. However, it should be not greater than 25 σ_B , because the equations to calculate the shear strength described in this guidelines correspond well to the test results by using 25 times σ_B for the material strength of shear reinforcement for specimens whose shear reinforcement strength is greater than 25 times σ_B .

Only the balance between external and internal shears is considered. It indicates the assumption that the flexural reinforcement has sufficient strength to assure the truss and arch mechanisms.

The first term in right-hand side of Eq. 6.1 represents the shear force carried by the truss mechanism as shown in Fig. C6.1, and the second term indicates that carried by the arch mechanism as shown in Fig. C6.2.

The shear force carried by the truss mechanism, V_t , assuming the yield of shear reinforcement is described by Eq. C6.1 (Refer to Fig. C6.1).

$$V_t = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi \quad (C6.1)$$

Concrete stress in the compression strut of analogous truss, $c \sigma_c$, is given by Eq. C6.2 from the equilibrium condition of an infinitesimal stringer element shown in Fig. 1.(a).

$$c \sigma_c = (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} \quad (C6.2)$$

The difference between $v \sigma_B$ and $c \sigma_c$, i.e., $(v \sigma_B - c \sigma_c)$, contributes to the arch mechanism when $c \sigma_c$ is smaller than $v \sigma_B$. The difference of angle of concrete struts between the arch and truss mechanisms is ignored herein for simplification. The shear force carried by the arch mechanism, V_a , is

given by Eq. C6.3 based on the lower bound of the theory of plasticity [Ref. 6.1]

$$V_a = (v\sigma_B - c\sigma_t) \tan\theta b (D/2) \quad (C6.3)$$

where

$$\tan\theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D} = \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} - \frac{L}{D} \quad (C6.4)$$

The shear strength of member, V_u , is given by adding strengths in Eq. C6.1 and Eq. C6.3.

$$V_u = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot\phi + (v\sigma_B - c\sigma_t) \tan\theta (D/2) \quad (C6.5)$$

Replacing $\{(1+\cot^2\phi)p_w\sigma_{wy}\}/v\sigma_B$ by β , Eq. 6.1 is obtained. Angle ϕ is the angle of the concrete compression strut to the axis of member at the truss mechanism. The value of $\cot\phi$ should take the minimum given by Eqs. 6.5, 6.6, and 6.7

Equation 6.5 gives the allowable maximum value of $\cot\phi$ to assure appropriate aggregate interlocking along a diagonal crack [Ref. 6.5], and Eq. 6.6 gives ϕ value to get maximum of V_u in Eq. 6.1. Equation 6.7 is derived from the condition that $v\sigma_B$ equals $c\sigma_t$. The Eqs. C6.6 and C6.7 are derived as follows:

$$c\sigma_t = (1+\cot^2\phi) p_w \sigma_{wy} = v\sigma_B \quad (C6.6)$$

$$\cot\phi = \sqrt{v\sigma_B / p_w \sigma_{wy} - 1} \quad (C6.7)$$

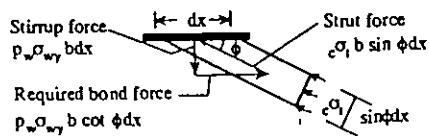
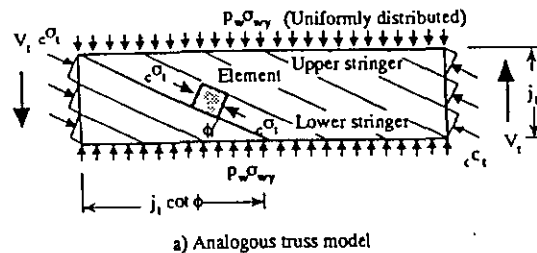


Fig. C6.1 Truss mechanism.

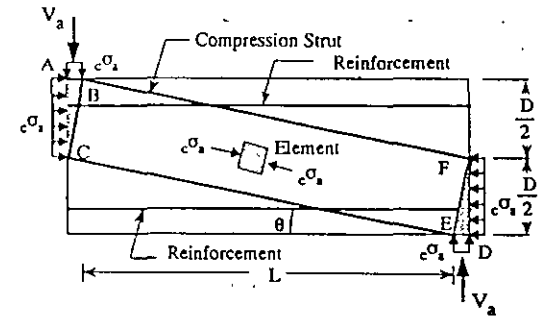


Fig. C6.2 Arch mechanism.

Equations in this section are established by using the value of $\cot\phi$ giving the maximum shear strength under the condition that $\cot\phi$ should not be greater than 2, and the concrete stress of the compression strut at the truss mechanism, $c\sigma_t$, should not be greater than effective compressive strength of concrete, $v\sigma_B$. General characteristics of the design equations in this section are illustrated in Fig. C6.3'.

The limitation of shear reinforcement to the shear strength is given for the case that all shear forces are carried only by the truss mechanism with the angle ϕ of 45 degree ($\cot\phi=1$), and $c\sigma_t$ equals $v\sigma_B$. When $c\sigma_t$ equals $v\sigma_B$, Eq. C6.7 is obtained. Substituting Eq. C6.7 to Eq. C6.1, and taking its differential by $p_w\sigma_{wy}$, the peak value $V_{t,max}$ is obtained as Eq. C6.8, where, $p_w\sigma_{wy}$ is $0.5v\sigma_B$ and $\cot\phi$ is unity

$$V_{t,max} = b j_t v \sigma_B / 2 \quad (C6.8)$$

The effectiveness factor of the compressive strength of concrete, v_o , becomes smaller with increase of the compressive strength [Ref. 6.1]. Equation 6.4 takes this tendency into consideration.

Within this guidelines, two methods of prediction for calculating the shear strength are proposed in the W.G. on Shear Design (Task-committee organized for works for this chapter); the so-named A- and B-methods [Refs. 6.6-6.9]. Both the A- and B-methods are based upon the plastic theorem in the limit analysis, while are derived from the different concepts concerning empirical equations for shear design introduced in the previous sections. Through discussions within the Committee, the A-method is tentatively introduced as the prediction method proposed within this guidelines. In the commentary herein, the B-method is introduced as well the A-method for a possible and wide use of the B-method

Both the A- and B-methods are based upon similar concepts with each other superposing the truss and arch mechanisms. The differences of the methods can be summarized in the values of $\tan\theta$, $\cot\phi$ and v_o as listed in Table C6.1

TABLE C6.1 COEFFICIENTS IN THE A- AND B-METHODS

	A-method	B-method
$\tan\theta$	$\sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$	$\sqrt{(2M/VD)^2 + 1} - 2M/VD$
$\cot\phi$	1.0 $\leq \cot\phi \leq 2.0$, and smallest value among the following three $\frac{j_t(D \tan\theta)}{\sqrt{v\sigma_B(p_w\sigma_{wy}) - 1}}$	1.0
v_0	$0.7 - \sigma_B/2000$	$(2M/VD + 1)/4$ $0.5 \leq v_0 \leq 1.0$

M : bending moment at the critical section

V : shear at the critical section

D : dimension of the total section

In the A-method, the value of $\cot\phi$ that falls in the range of one and two is given on the condition that the truss mechanism associated with some amount of shear reinforcement could carry the maximum shear force. While, in the B-method, the value of $\cot\phi$ is fixed to be 1.0 on the condition that the concrete stress of the compression strut in the truss mechanism associated with some amount of shear reinforcement takes the minimum stress

The shear strength predicted by the A-method is always greater than that by the B-method if the same stresses at the yield point of materials are used, and the moment distribution within the member is has anti-symmetric. Based upon the lowest theorem, the A-method would estimate a real shear strength rather than the B-method

Both the A- and B-methods estimate greater shear strengths than those obtained from the test results when v is assumed to be unity. Because the compressive strength of the cracked concrete might be smaller than that of the concrete without cracks, and concrete does not show an ideal elastoplastic behavior, it is necessary to introduce the concept of reduction factor for the concrete strength.

In both methods, the shear force carried by the arch mechanism, in other words, the contribution of concrete to the shear strength, is varied associated with the amount of $p_w\sigma_{wy}$, while within the empirical equations for the shear strength introduced in the previous sections it is taken constant. This characteristic evidence that the shear force carried by the arch mechanism decreases in accordance with the increase of $p_w\sigma_{wy}$ is reported in the literature [Ref. 6.2], and also be verified by the F.E.M. analysis [Refs. 6.10 and 6.11].

In the A-method, v takes the value of $(0.7 - \sigma_B/2000)$, while in the B-method v takes unity in general cases, which in some cases depends on the ratio of $2M/VD$ as listed in Table C6.1 in order to take the variation within the test results into consideration. The value v in the B-method takes the value within 0.5 and 1.0

General characteristics of the A-method are illustrated in Fig. C6.3'. In the A-method, the $\cot\phi$ value is kept 2.0 until the $p_w\sigma_{wy}$ value reaches $0.2v_0\sigma_B$, and both the truss and arch mechanisms exist up to this point. Beyond this limiting point (point B in Fig. C6.3'), the arch mechanism does not exist, and all shear forces should be carried only by the truss mechanism. The shear force carried by the truss mechanism can be increased beyond the point B up to its maximum value of $0.5bj_t v_0\sigma_B$, because of change of the angle of the compression concrete strut ($\phi=26.6$ to 45 degree). While, in the B-method, the angle of ϕ is fixed to be 45 degree so that both the truss and arch mechanisms exist, and V_u versus $p_w\sigma_{wy}$ shows a linear relation until $p_w\sigma_{wy}$ reaches $0.5v_0\sigma_B$, and at the maximum point of $0.5bj_t v_0\sigma_B$ the shear force carried by the arch mechanism becomes zero. The shear strengths are different between in the A- and B-methods because they use the different v_0 values. The shear strengths predicted by the A- and B-methods correspond well to each other without large difference within the range of $p_w\sigma_{wy}$ commonly used in the design.

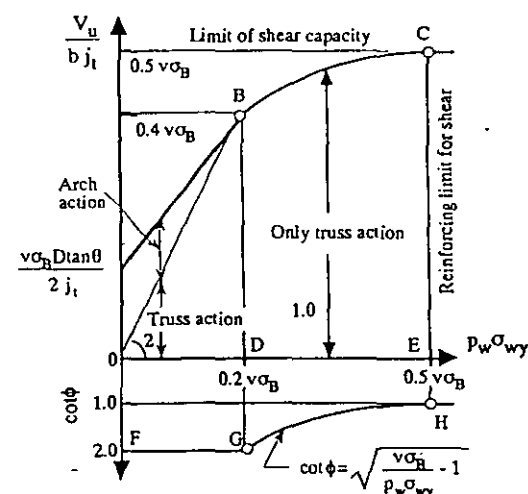


Fig. C6.3' General characteristics of design equation.

Under a conservative judgment, the A-method, which gives less prediction of shear strengths than the B-method, is adopted as the shear design equation in this section. Discussions necessary on the validity of both methods are summarized in the followings.

Both the A- and B-methods do not consider the effect of the axial forces. This is an issue to be examined in the future

(2) Validity of the equation for the shear strength

Test results for the shear strength of columns and beams [Refs. 6.13–6.26] are referred for verification of the shear design equation adopted to this section. These test specimens are limited to those with deformed bars as flexural reinforcement, since the truss mechanism needs some bond

strength between reinforcing bars and concrete. And also all specimen have not tensile axial forces ($N \geq 0$) and cross sectional area are larger than 400cm^2 . Variables in those test specimens are listed in Table C6.2.

TABLE C6.2 VARIABLES IN THE TEST SPECIMENS

Compressive strength of concrete σ_R	165-629 kgf/cm^2
Tension reinforcement ratio p_t	0.39-3.21 %
Shear reinforcement ratio p_w	0-2.44 %
Yield strength of shear reinforcement σ_{wy}	2530-14700 kgf/cm^2
$p_w \sigma_{wy}$	0-191 kgf/cm^2
Axial load level $\eta_0 = N/(bD\sigma_R)$	0-0.732

Correlation between the test results and calculated ones using the A-method is plotted in Fig. C6.4. Vertical and horizontal axes represent $V_{\max}/V_f$ and V_u/V_f , respectively. The value $V_{\max}$ is experimentally obtained the shear strength of test specimens, V_f is the shear force at the calculated flexural strength, and V_u is the calculated shear strength by the A-method. The value V_f is obtained based on the Bernoulli-Euler's assumption (the assumption that the plane section remains plane after bending) and using real strengths of steel and concrete. The reason why the axes as shown in Fig. C6.4 are chosen is to confirm the fact that reported shear strength of the test specimens reaches some limiting strength, which is determined from the flexural capacity of the specimen [Ref. 6.17]. The specimen plotted in the zone between $V_{\max}/V_f$ less than 1.0 and V_u/V_f greater than 1.0 were reported to be failed in flexure. There are few specimens that have less strength than the calculated strength in the range of V_u/V_f less than 1.0. Among 77 specimens covering the range of variables listed in Table C6.3 whose $V_{\max}/V_f$ are less than 1.0 with shear reinforcement, the mean of $V_{\max}/V_u$ and its deviation are 1.33 and 18.5%, respectively. These values are obtained excluding specimens which have the $V_{\max}/V_u$ ratio less than 1.0 and those which are predicted to reveal bond failure in accordance with the section 6.5 in this chapter. As for specimens with high strength steel [Refs. 6.25 and 6.26], the mean of $V_{\max}/V_u$ and its deviation are 1.41 and 17.9%, respectively.

TABLE C6.3 VARIABLES OF THE SPECIMENS FAILED IN SHEAR

Shear reinforcement ratio p_w	0.12-1.13 %
Yield strength of shear reinforcement σ_{wy}	2550-14220 kgf/cm^2
$p_w \sigma_{wy}$	3.16-159 kgf/cm^2

The plastic theory used in this design guidelines does not consider the axial force effect. When an axial force is small, its effect is recognized experimentally, which is considerably significant for members without shear reinforcement, while the shear strengths of the specimens with some amount of shear reinforcement are recognized not to be affected significantly by axial forces. As shown in Fig. C6.4, the safety margin given to the shear strength determined by the shear design equation are almost constant with various amounts of axial force. Therefore, it is concluded that the effect of axial forces is not introduced within the equation.

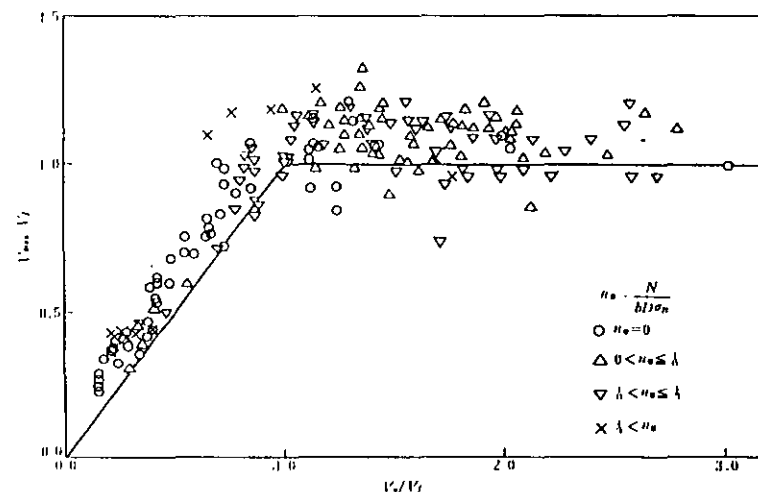


Fig. C6.5 Verification of the design equation in the A-Method.

(3) In the case of a member with solid circular section

The shear design method for members having solid circular cross section has not been established yet based on a plastic analysis, and few test data can be obtained. For the time being, the following method is recommended in this guidelines. Shear design for a member with solid circular section is performed as a member with square section of the same cross sectional area. The reduction factor of the shear reinforcement ratio of $0.785 (\pi/4)$ is prescribed, since the effect of shear reinforcement on the circular shape is reported to be less than that on the rectangular shape [Ref. 6.39].

6.3.3 Coefficients for Members with Planned Yield Hinges

(1) For the yield hinge region defined in Section 9.2.3, the effectiveness factor, v , shall be given by Eq. (6.8). Value of $\cot\phi$ shall be the smallest value given by Eqs. (6.6), (6.7) and (6.9). However, the value β in Eq. (6.3) shall be calculated using the value of $\cot\phi$ for a non-yield hinge region and the value of $p_w \sigma_{wy}$ for a yield hinge region of the member.

$$v = (1.0 - 15 R_p) v_o \quad \text{for } 0 < R_p \leq 0.05$$

$$= 0.25 v_o \quad \text{for } 0.05 < R_p \quad (6.8)$$

$$\cot\phi = 2.0 - 50 R_p \quad \text{for } 0 < R_p \leq 0.02$$

$$= 1.0 \quad \text{for } 0.02 < R_p \quad (6.9)$$

where R_p denotes the rotational angle at the yield hinge region associated with the assuring deformation of the member

(2) Strength calculation of a region outside of the planned yield hinge regions shall use the effective factor given by Eq. (6.8). The value of $\cot\phi$ shall be the smallest value given by Eqs. (6.5) through (6.7). The value of β shall be that used for the yield hinge region.

[Commentary]

The deformation capacity of yield hinge is given by assuring both the curvature ductility at the critical section and the shear mechanism. The former one is assured by limit of axial force, preventing buckling of compression steel and appropriate confinement as provided in Chapters 5 and 9. In order to assure the shear mechanism, this design guideline gives the strength margin to concrete compression strut and changes the angle of truss mechanism according to the required deformation. The larger amount of lateral (confinement) reinforcement, required by maintaining either curvature ductility or shear mechanism, are actually arranged in members.

To prevent shear failure at yield hinge region, the effectiveness factor of compressive strength of concrete, v , and compression strut angle in truss mechanism, ϕ , are given as the function of required rotational angle at hinge region, R_p , by Eqs. 6.8 and 6.9. Figures C6.5 and C6.6 show the relationships of $\cot\phi$ and R_p , and of v and R_p , respectively. These relationships are based upon the concept that compression strut angle in truss mechanism, ϕ , increases up to 45 degree due to the loss of aggregate interlocking in post yield range, and final shear failure of member subjected to bending-shear forces would occur by crushing the concrete compression strut [Ref. 6.46]. In practical design, some strength margin against the design shear force of hinge region are indirectly given to shear reinforcement and concrete compression strut according to the required rotational angle, R_p .

Design method for ductile members described in this chapter gives different amount of shear reinforcement for hinge region and outside hinge region in a member, respectively. As illustrated in Fig. C6.11', the angle of concrete strut of truss mechanism, ϕ , changes gradually in a transition zone from hinge region to outside hinge region (Zone BCGF in Fig. C6.11'). However, it should be

noticed that maximum compressive stress in concrete would occur at point C in Fig. C6.11' because higher lateral stress by shear reinforcement in hinge region and lower inclination of concrete strut in outside hinge region. Therefore, in the calculation of β in Eq. 6.3 (β is a coefficient indicating the level of compressive stress in concrete due to truss mechanism), $p_w \sigma_{wy}$ in hinge region and $\cot\phi$ in outside hinge region should be used. The combinations of each coefficient to be used in the design are summarized in Table C6.4.

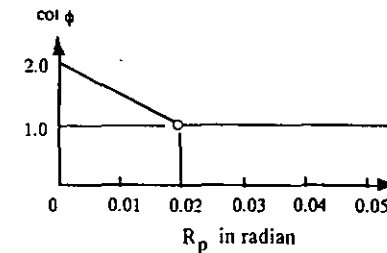


Fig. C6.10 Relationship between the guaranteed hinge rotation R_p and $\cot\phi$

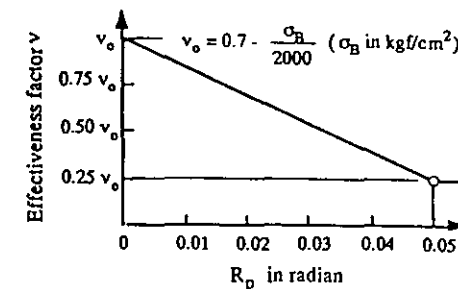


Fig. C6.11 Relationship between the guaranteed hinge rotation R_p and v .

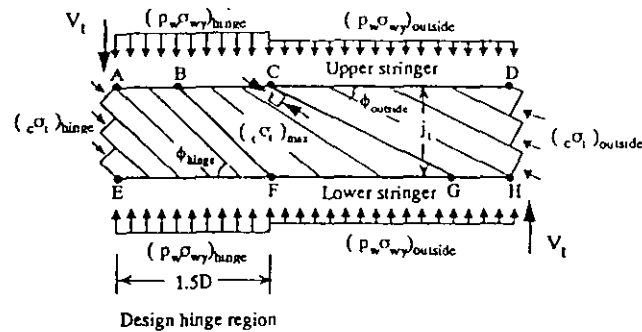


Fig. C6.11' Truss mechanism of a ductile member.

TABLE C6.4 VALUES OF v , $\cot \phi$ AND β USED*
IN THE DESIGN OF DUCTILE MEMBERS

Region	v	$\cot \phi$ in Eq 6.1	β
Hinge region	$0 < R_p \leq 0.05$ $v = (-1.5R_p)v_o$	Smallest one of $\cot \phi = 2 - 50R_p$ $R_p \leq 0.02$ $= 1$ $0.02 < R_p$	$\beta = (\cot^2 \phi + 1)p_w \sigma_{wy} / v \sigma_B$ where $\cot \phi$ is the smallest one of $\cot \phi = 2$
	$0.05 < R_p$ $v = 0.25v_o$	$\cot \phi = j_t / (D \tan \theta)$ $\cot \phi = \sqrt{v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy})} - 1$	$\cot \phi = j_t / (D \tan \theta)$ $\cot \phi = \sqrt{v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy})} - 1$
Outside hinge region	ditto	Smallest one of $\cot \phi = 2$ $\cot \phi = j_t / (D \tan \theta)$ $\cot \phi = \sqrt{v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy})} - 1$	ditto

p_w : shear reinforcement ratio in the hinge region

Note : Different amount of shear reinforcement are arranged in the hinge region and in the region outside the hinge region

Correlation between test data [Refs. 6.29-6.34] and predicted results are shown in Fig. C6.12. Specimens which showed bond splitting failures are excluded. Vertical axis indicates experimentally observed member rotation angle at ultimate state and horizontal axis indicates theoretically predicted available member rotation angle. Ultimate angle of specimens are defined as the angle at 80% strength after peak load on experimentally observed load-deformation diagram. Calculated member rotation angle is obtained by adding the contribution of predicted hinge rotation R_p and the member rotation angle at yielding defined in [Ref. 6.49]. Ductility capacity might be predicted by the method described in this section except for members subjected to extremely large axial force. Equations 6.8 and 6.9 assure the rotation at yield hinge, so that length of hinge region and deformation other than of hinge region are necessary to get member's drift. From the point of conservative judgement, the rotation at yield hinge, R_p , could be used for member's drift.

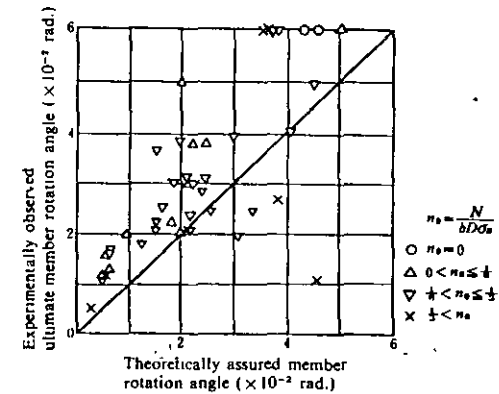


Fig. C6.12 Verification results of ductility.

On the other hand, shear design of ductile member can be conducted by using v and $\cot \phi$ given for hinge region in Table C6.4 regardless of hinge and outside hinge region. This gives uniform shear reinforcement across the member. In this case, the compressive stress in concrete due to truss mechanism becomes smaller and compressive stress in concrete due to arch mechanism becomes higher than those in the design method according to Table C6.4, and it results smaller amount of shear reinforcement in hinge region and larger amount of shear reinforcement in outside hinge region.

6.3.4 Inclined Shear Reinforcement

When the inclined shear reinforcement is used, the shear given by Eq (6.10) may be added to the shear strength.

$$V_s = A_s \sigma_{sy} \sin \theta_s \quad (6.10)$$

where

A_s : sectional area of inclined reinforcement,

σ_{sy} : yield strength of inclined reinforcement, and

θ_s : angle between inclined reinforcement and member axis

Area A_s may include both tension and compression reinforcement if the inclined reinforcement is placed diagonally across the member, otherwise, the area of inclined reinforcement in tension shall be used.

[Commentary]

Inclined shear reinforcement in yield hinge region shown in Fig 6.9(a) have been used as a bent reinforcement, and they can carry the shear force by the shear component of their tension forces. Shear force given by Eq 6.10 would be added to the shear strength given by Eq 6.1. Such an inclined shear reinforcement is effective on the case that the inelastic tensile strain of longitudinal reinforcement is accumulated due to many cyclic bending action, and then sliding shear failure occurs due to full crack opening at beam critical section. The inclined angle to member axis, however, should be ranged from 30 to 45 degree. Safety check for bearing stress of concrete inside the bent corner, and the contribution of inclined reinforcement on the flexural strength at yield hinge should be considered as well as providing enough embedment length.

The so-called X-shaped reinforcement arranged diagonally across the members as shown in Fig 6.9(b) are known to be effective on shear strength, experimentally and theoretically [Refs. 6.35-6.38]. Steel areas of both tension and compression might be countable as the steel areas used in Eq. 6.10. This X-shaped reinforcement could contribute to flexural strength as well as to shear strength. And X-shaped reinforcement does not need bond mechanism for its shear resisting mechanism, then check for bond strength might be done to the residual parallel flexural reinforcements. It is possible to avoid bond splitting failure using this X-shaped reinforcement. The X-shaped reinforcement could change the failure mode of the member with itself from shear failure including bond splitting failure to flexure failure under any conditions, and make even the members subjected to large bending moment and shear very ductile. Details are described in Refs. 6.35 to 6.38.

The members with inclined reinforcement should be designed as stirrups or hoops carry a part of shear force. The ratio of shear force carried by stirrup or hoops should be determined carefully according to previous test data and research, and shear force carried by inclined reinforcement should not be overestimated. In the New Zealand code [Ref. 6.48], it is recommended that stirrups or hoops should carry at least one-third of total shear force.

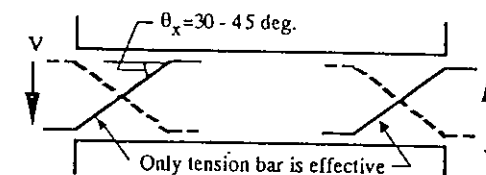


Fig. C6.14 X-shaped reinforcement in the hinge regions.

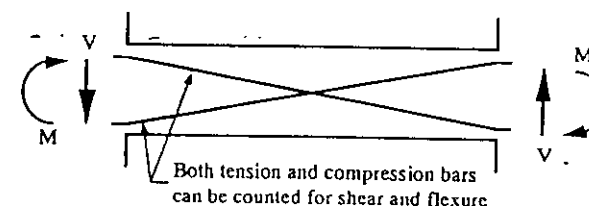


Fig. C6.15 X-shaped reinforcement placed diagonally across a member.

6.3.5 Minimum Amount of Lateral Reinforcement

Minimum shear reinforcement ratio shall be 0.2 percent in all beams and columns.

6.4 Shear Strength of Walls

6.4.1 Strength Equation

Reliable shear strength V_u at each story of a wall shall be calculated by Eq.(6.11). When $p_s \sigma_{sy}$ is greater than $v \sigma_B / 2$, $p_s \sigma_{sy}$ shall be $v \sigma_B / 2$.

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (6.11)$$

where

$$\tan \theta = \left[\sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa} \right] \quad (6.12)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (v \sigma_B) \quad (6.13)$$

t_w : thickness of the wall panel.
 h_w : height of the wall, which may be taken as the inter-story height;
 l_{wb} : equivalent width of the wall panel in the truss mechanism (see Clause 6.4.2),
 l_{wa} : equivalent width of the wall panel in the arch mechanism (see Clause 6.4.2),
 σ_B : compressive strength of concrete,
 σ_{sy} : strength of shear reinforcement within the wall panel not greater than 4000 kgf/cm²;
 ρ_s : shear reinforcement ratio within the wall panel;
 ν : effectiveness factor for the compressive strength of concrete, and
 ϕ : angle of the compressive the strut in truss mechanism, and $\cot\phi = 1.0$

[Commentary]

(1) Planned yield hinge mechanism

The provisions in this section should apply for the design of shear wall that carries lateral force. Failure mode of shear wall should be flexure with yield hinge at the bottom end, and the design of shear wall should follow the next provisions to prevent shear failure. Failure mode of lifting-up of a foundation might be allowed if shear wall has enough strength margin against shear failure.

The yielding mode of lifting-up of a foundation is thought to be also ductile for a shear wall as well as flexural yielding of a wall. Flexural yielding of foundation beams, instead of flexural yielding at the bottom end of the shear wall, would be desirable if possible, because there would be little damage on shear wall. Of course, ductility of foundation beam and foundation itself are required instead of that of shear wall, especially soil and piles in compression side should be designed carefully to assure enough strength and ductility. Shear force of wall with pile foundation has a possibility to become larger than that calculated at assurance design stage due to the undetermined pulling out strength of piles. In the case that lifting-up mechanism carries a large part of the horizontal shear capacity, there is a room to be discussed about the design shear coefficient, if the design shear coefficient is the same as that in the case of flexural yield, because lifting-up mechanism dissipate few energy. As for lifting-up mechanism, there are many problems to be made clear to get design criteria.

(2) Design shear

Design shear would be obtained, according to Chapter 4, based on the shear force at yield mechanism with the overstrength of yield hinges and magnified by the dynamic amplification factor. In calculation of design shear force for shear wall, following points should be taken care adding on the "Commentary" in Chapter 4.

- i) Static shear is affected by not only the overstrength of shear wall, boundary beams and transverse beams, but also the overstrength of beams in other part of a structure. It is necessary to analyze the total structure considering shear transfer through floor system, i.e., it is not enough to analyze only a part including shear wall.

- ii) When lifting-up mechanism is assured, the upper strength of foundation and foundation beams directly affect on the strength of this mechanism, however, the overstrength of pulling out of piles could not be estimated exactly, then it is required to set enough safety margin to their strength. At the present time, it is conservative and desirable to designate the force at flexural yielding of shear wall or the strength at tensile yielding of vertical reinforcement in the piles as the design shear.
- iii) The additional story shear force due to the dynamic effect has a tendency to be carried mostly by shear wall, and then it is conservative and desirable to assume all additional story shear would be carried by shear wall. Vertical and horizontal reinforcement in a shear wall would be arranged basically equally, then adequate reinforcing arrangement is necessary before the calculation of design shear force for the assurance design, because flexural strength of wall is also affected by vertical reinforcement. The design shear force for shear wall (except for cantilever type wall) is not proportional to flexural strength, so that a larger amount of vertical reinforcement than that required in the design does not matter at many cases. But in the severe design case for shear, it is necessary to assure reasonable reinforcing arrangement according to design demand. If strength of shear wall would be short, it is desirable to make wall panel thicker or to use inclined reinforcement instead of increasing shear reinforcement in wall panel.

(3) Equation for shear strength

Equation for shear strength of shear wall is derived based on the same concept [Refs. 6.50, 6.51], plastic theory, as used for shear strength of beams and columns, where shear force is transferred by truss and arch mechanisms, and the strength of vertical steels is assumed to be infinite. Shear design of shear wall might be done by each story. The differences from the equations for beams and columns are following:

- i) Strength of shear reinforcement should not be greater than 4,000kgf/cm², because there are no test data using high strength shear reinforcement for verification of this equation.
- ii) Angle in truss mechanism takes better one which is determined in A-method ($\cot\phi \leq 2.0$) or B-method ($\cot\phi = 1.0$) to get a good correlation with test data.
- iii) Effectiveness factor for compressive strength of concrete that assures deformation capacity is newly given considering test data.
- iv) Area of boundary column is taken into account as the equivalent length of wall in arch mechanism.
- v) The method assuring the shear transfer between stories is provided in order to conduct shear design of wall by each story.

Ninety-nine shear wall test specimens in eight test series satisfying next conditions are selected for verification [Refs. 6.52-6.65].

- (1) cyclic loading test;
- (2) test in series with some particular parameters,
- (3) test specimens with boundary columns; and
- (4) test specimens with more than one-third of full scale.

In those tests, compressive strength of concrete and yield strength of reinforcing steel were ranged from 200 to 400 kgf/cm² and 3000 to 4500 kgf/cm², respectively. Test specimens are summarized in Table C6.5. As for the angle, ϕ , in truss mechanism, B-method, $\cot\phi=1.0$ constantly, could predict test data better than A-method, $\cot\phi=1.0\sim 2.0$. Then $\cot\phi=1.0$ is adopted in shear design of a shear wall.

TABLE C6.5 SELECTED SPECIMENS FOR VERIFICATION

Test series	Reference	Number of specimen	Characteristics and parameters	Mark
1	6.52, 6.53	5	Lateral confinement of boundary column	○
2	6.54, 6.55	6	Variation of shear span ratio and wall thickness	●
	6.56	4	High axial load	
3	6.57	34	Heavy wall reinforcement ratio	□
4	6.58	16	Axial load level and Shear span ratio	■
5	6.59, 6.60	5	Large shear span ratio	△
6	6.61	7	Small shear span ratio	+
7	6.62, 6.63, 6.64	20	Wall reinforcement ratio	▲
8	6.65	2	Shear span ratio	⊕

6.4.2 Equivalent Wall Widths

Calculation of the shear strength for a wall can use the equivalent wall widths including the effective length due to confinement by the boundary column as defined in Eqs (6.14) and (6.15).

$$l_{wa} = l_w + D_c + \Delta l_{wa} \quad (6.14)$$

$$l_{wb} = l_w + D_c + \Delta l_{wb} \quad (6.15)$$

where

l_w : clear span of the wall panel;

D_c : width of the boundary column;

Δl_{wa} : increment of the wall width given by Eq (6.16); and

Δl_{wb} : increment of the wall width given by Eq (6.17)

$$\Delta l_{wa} = A_{cc}/l_w \quad \text{for } A_{cc} \leq t_w D_c \quad (6.16)$$

$$= (D_c + \sqrt{A_{cc} D_c / t_w}) / 2 \quad \text{for } A_{cc} > t_w D_c$$

$$\Delta l_{wb} = A_{cc}/l_w \quad \text{for } A_{cc} \leq t_w D_c \quad (6.17)$$

$$= D_c \quad \text{for } A_{cc} > t_w D_c$$

where

A_{cc} : effective area of the boundary column given by Eq.(6.18) not greater than $3t_w D_c$.

$$A_{cc} = A_c - N_{cc} / \sigma_B \quad (6.18)$$

where

A_c : sectional area of the compressive side boundary column; and

N_{cc} : axial load of the compressive side boundary column in the yield mechanism assuming design.

[Commentary]

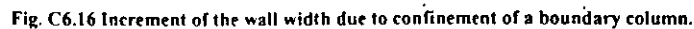
It is made sure by also experiment that the area of boundary columns contribute the shear strength of a wall. Equation used in the current ultimate strength design replaces the total wall area including area of boundary column by equivalent rectangular area, and could predict test results well. But the contribution of boundary column to shear strength of wall could not be explained reasonably or quantitatively. Shear design equation adopted in this design guideline is derived from the research that evaluates the contribution of boundary column to the strength of wall theoretically based on equilibrium condition, and is simplified for a practical design use.

There is a research [Ref. 6.66] in which a virtual increment of wall width due to a existing of boundary column, where the angle of arch mechanism changes and shear strength of wall increases, can be estimated roughly by the equilibrium condition with flexural strength of boundary column. As shown in Fig. C6.16, a width of wall for arch mechanism extended from boundary column (Δl_c : the distance from the center of boundary column) is given by Eq. C6.13 assuming that the flexural strength of boundary column, M_{cu} , is equal to the moment about centroid of column at its bottom produced by diagonal compression force within a width of Δl_c .

$$\Delta l_c = \frac{\sqrt{\frac{2M_{cu}}{v\sigma_B t_w (1-\beta)}}}{\cos\beta} \quad (\text{Eq. C6.13})$$

Flexural strength of boundary column is simply obtained as Eq. C6.14 ignoring the axial force effects

where A_{ce} , ρ_t , σ_y designate an effective area of the boundary column given by Eq. 6.17 (excluding concrete area resisting to column axial force), the tensile steel ratio to A_{ce} , and the tensile strength of steel bars, respectively

$$\frac{16\rho_t\sigma_y}{v\sigma_R(1-\beta)\cos^2\theta} = \frac{1}{4} \quad (\text{Eq. C6.15})$$
$$\Delta l_c = \frac{\sqrt{\frac{A_{cs} D_c}{t_w}}}{2} \quad (\text{Eq. C6.16})$$


- 96 -

- 97 -

6.4.3 Coefficient for Non-yield Hinge Regions

Calculation of the shear strength in non-yield hinge regions, defined in Clause 9.2.3, shall use the effectiveness factor for compressive strength of concrete given by Eq.(6.4)

[Commentary]

Effectiveness factor, v , for compressive strength of concrete would be given by the same equation used as beams and columns. As same in the design for beams and column, it is good to reduce the effectiveness factor in order to get good predictions in the case of using high strength concrete.

6.4.4 Coefficients for Yield Hinge Regions

Calculation of the shear strength in yield hinge regions shall use the effectiveness factor v for compressive strength of concrete given in Eq. (6.19)

$$v = \begin{cases} v_0 & \text{for } R_u < 0.005 \\ (1.2 - 40R_u) v_0 & \text{for } 0.005 \leq R_u < 0.02 \\ 0.4 v_0 & \text{for } 0.02 \leq R_u \end{cases} \quad (6.19)$$

where R_u denotes the assuring rotational angle of the wall

[Commentary]

Effectiveness factor for compressive strength of concrete in yield hinge region specified in clause 9.2.3 is given differently from in non-hinge region, in order to assure the deformation capacity in hinge region more than required deformation capacity. The procedure to determine the effectiveness factor for compressive strength of concrete is described below.

Effectiveness factor of concrete strength, v_m , necessary to get the same calculated shear strength based upon inelastic theory as the flexural strength is discussed about the relationship with deformation capacity (ultimate deformation). That is, the concrete stress due to truss and arch mechanism at theoretical flexural strength of walls, σ_c , is theoretically calculated and then v_m is obtained by $v_m = \sigma_c / \sigma_B$. The relation between the ratio of v_m to v_0 (effectiveness factor of concrete compressive strength used for non-hinge region) and ultimate drift of test specimens, R_u , is shown in Fig. C6.19. Good deformation capacity is expected in the range of small of v_m/v_0 , even if the plotted points are scattering. The boundary value could be set as shown in Fig. C6.19. The expected deformation capacity can be assured by performing shear design by using the lowest effectiveness factor corresponding to that deformation.

For the verification, 49 specimens among 99 specimens listed in Table C.6.5 were selected, which showed ultimate drift angle of more than 1%. Ultimate deformation is defined as the point at 80% of maximum strength on their envelope of load-deformation diagram. When ultimate deformation is determined under cyclic loading path within the same drift, the envelope of load-deformation diagram extrapolated by connecting the maximum strength point to the drift of 1/50 are assumed. As for the test specimens modeling multi story shear wall, the first story drift is referred. The relation between the ratio of v_m to v_0 , effectiveness factor of concrete compressive strength used in the discussion of shear strength, and ultimate drift, R_u , is shown in Fig. C6.19. Good deformation capacity is expected in the range of small of v_m/v_0 , even if the plotted points are scattering. The boundary value could be set as shown in Fig. C6.19. The expected deformation capacity can be assured by performing shear design by using the lowest effective factor corresponding to that deformation.

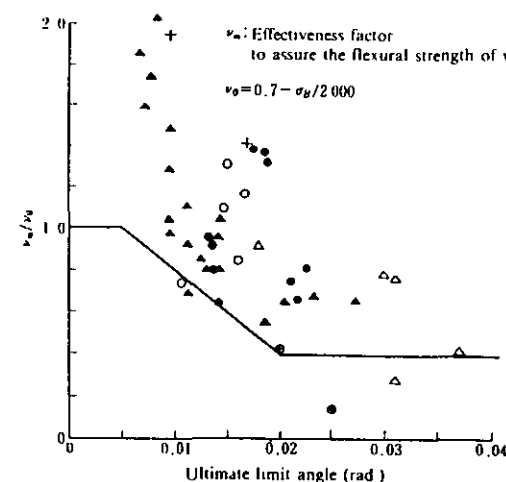


Fig. C6.19 Effectiveness factor of concrete, v_m , and deformation capacity.

In the design of shear wall in a wall-frame structure, the point is how to assure the strength and ductility in lower stories (hinge regions). Because the required shear strength in the upper story (non hinge region) may be easily assured. The current design method does not distinguish the difference between hinge and non-hinge region, however, in this design guideline, design for hinge regions is dominant. In hinge region, effectiveness factor ($v=0.7v_0$) is used for design in order to assure a deformation capacity ($R_u=1/75$), and then shear strength (potential shear strength) in hinge region calculated by using the reduced effectiveness factor ($0.7v_0$) against design force is higher than that calculated in the discussion of shear strength, where v is equal to v_0 . The ratio of strength calculated by using $v=0.7v_0$ to test results is shown in Fig. C6.20. Test results always shows higher values than calculated strength. This means hinge region has enough safety margin to shear strength.

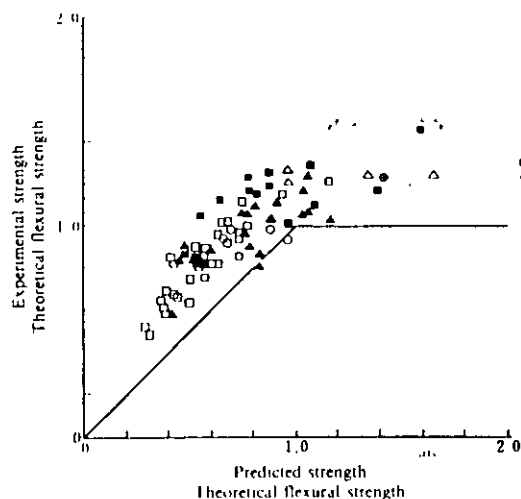


Fig. C6.20 Predicted shear strength using the reduced effectiveness factor ($v=0.7v_0$) for a hinge region.

ACI318-83 code specifies the upper limit of shear strength of wall to be $10\sqrt{f'_c}bd$ (psi), that is equal to $0.174f'_c b d = 0.217f'_c b_w l_w$ ($d=0.8l_w$) at concrete strength $f'_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$. And there is a research which recommends that nominal shear strength is less than $0.25f'_c l_w l_w$ (l_w on-center distance of boundary columns) in order to assure the ductility after flexural yield. These upper bound limit are determined from experimental data.

The upper bound limit strength of shear wall calculated by the strength equation described in this section could be defined as the maximum strength at the time when the diagonal compressive stress of concrete in truss mechanism reaches the effective compressive strength of concrete (all of shear is carried by truss mechanism). That is, increasing the amount of shear reinforcement makes force carried by arch mechanism decreasing to zero ($\beta=1$), and maximum force carried by truss mechanism becomes $l_w l_{wb} v \sigma_B / 2$. When σ_B is equal to 240 kgf/cm^2 , this limit strength is $0.29 \sigma_B l_w l_{wb}$ for non-hinge region and $0.20 \sigma_B l_w l_{wb}$ for hinge region, and these correspond to the recommendation in ACI code.

6.4.5 Inclined Shear Reinforcement

When inclined shear reinforcement is used in a wall panel, the shear V_{wx} given by Eq (6.20) may be added to the shear strength of Eq (6.11):

$$V_{wx} = A_{wx} \sigma_{wxy} \sin \theta_{wx} \quad (6.20)$$

where

A_{wx} : cross sectional area of the inclined reinforcement;

σ_{wxy} : yield strength of the inclined reinforcement; and

θ_{wx} : angle between the inclined reinforcement and wall axis.

[Commentary]

In Eq 6.20, both tension and compression side wall reinforcement may be taken into account. In some experiments, theoretically calculated shear strength of walls using Eq 6.20 has higher safety margin to experimentally observed strength than that of walls with shear reinforcement normally arranged, vertically and horizontally. Therefore, it is not overestimated that inclined reinforcement, both tension and compression side, are effective on shear strength. There is some doubt about the quantity of effectiveness for inclined reinforcement, however, this is good for ductility as well as strength, then all area of inclined reinforcement might be countable to the shear strength. There are two methods of the arrangement of inclined reinforcement, one is distributed method like as normal arrangement of steel in a wall, and the other is concentrated method like as diagonal reinforcement. Both methods are acceptable, and have no problems. Steel area used in calculation, however, should be appropriately defined as horizontal force components of inclined reinforcement corresponds to increment of shear strength. The wall specimen with concentrated inclined reinforcement with hoops in wall panel, whose shape is just like as a wall panel with diagonal column section, escapes an evident compression failure at the wall panel under large deformation situation ($R=1/50$) and small shear-span ratio ($M/VD=0.5$), and shows extremely excellent deformation capacity. This detail of inclined reinforcement is desirable for hinge region subjected to large shear force.

6.4.6 Transfer of Shear between Stories

Shear carried by the arch mechanism of a story, except for a part of it transferred directly to the immediately lower story by the arch action, shall be resisted by the tensile action in beams or by the truss mechanism in the immediately lower story.

[Commentary]

Multi-story shear wall could be designed by each story by story in this design procedure, shear force in a story should be transferred to the immediately lower story satisfying the equilibrium of forces. Shear carried by arch mechanism of a story, except for the part transferred directly to the lower story by arch action, should be resisted by tension in beams or by truss mechanism in the immediately lower story. Practical design procedure is as following (see Fig C6.21), where dashed symbol denotes variables on the upper story, and simple symbol on the lower story, for example, V' indicates design shear for upper story wall and V indicates design shear for lower story wall.

Shear carried by arch mechanism in lower story, V_a :

$$V_a = \tan\theta(1-\beta)l_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (\text{Eq. C6.18})$$

and the part of shear transferred directly from the upper story to the lower story by arch action, V_{a1} , is generally presented by Eq. C6.19 (transferred through overlapping area of arch struts in upper and lower stories)

$$V_{a1} = V_a(1 - \lambda \tan\theta - \lambda' \tan\theta') / (1 - \lambda \tan\theta) \quad (\text{Eq. C6.19})$$

where $\lambda = h_w / l_{wa}$ and $\lambda' = h'_w / l'_{wa}$. If h_w is equal to h'_w and l_{wa} is equal to l'_{wa} , Eq. C6.20 will be derived.

$$V_{a1} = V_a \tan\theta / (\tan\theta + \lambda) \quad (\text{Eq. C6.20})$$

If the story height is different, it is safety judgement to use the greater story height.

Equation C6.21 shows shear carried by truss mechanism in the upper story

$$V'_t = \cot\phi' l'_w l'_{wb} p'_s \sigma'_{sy} \quad (\text{Eq. C6.21})$$

Exceeded shear that should be resisted by tension in beam is obtained by Eq. C6.22

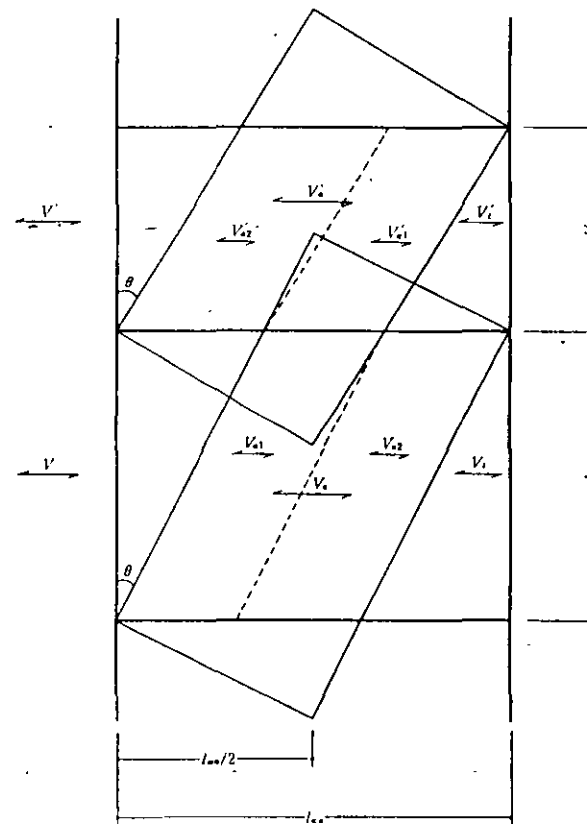
$$\Delta V = V' - (V'_t + V_{a1}) \quad (\text{Eq. C6.22})$$

Tensile strength of beam, $T (= a_g \sigma_y, a_g: \text{total area of axial steels}, \sigma_y: \text{strength of steel})$, should be greater than or equal to ΔV .

$$T \geq \Delta V \quad (\text{Eq. C6.23})$$

This procedure is assumed that the value of β in both lower and upper stories are always the same, and this assumption would give conservative results, because β of the lower story is always small. The reason why strength equation based on $\cot\phi' = 1.0$ gives good prediction to test results is thought that there are few test specimens which is good to verify the case of large value of $\cot\phi$. The

angle in truss mechanism should be discussed from now, because the assumption of $\cot\phi$ of less than 2.0 at strength equation does not always give an unsafe result



- V' : design shear
- V_a : shear strength
- V_a : shear provided by the arch mechanism
- V_t : shear provided by the truss mechanism
- V_{a1} : shear transferred directly to the lower story through the arch strut
- $V_{a2} : V_a - V_{a1}$

Fig. C6.21 Interstory shear transfer.

6.4.7 Minimum Amount of Shear Reinforcement

Shear reinforcement ratio in a wall panel shall be not less than 0.0025. Shear reinforcement ratio of the boundary columns shall be not less than 0.003 in a yield hinge region

[Commentary]

(1) Confinement of boundary column

Bottom end of boundary column in shear wall designed to yield in flexure, no matter how tall wall is, is subjected to large axial and shear forces. This design guideline specifies the details of steel arrangement of boundary column according to its axial stress level assuming that the axial force due to bending moment at flexural yield strength of wall is resisted by the confined boundary column. But required amount of the confinement also depends on design shear level of wall, required deformation, and required seismic performance as a column in another direction. There is no reasonable way to take all these factors at present time.

Confinement at only the bottom part of boundary column is good, and the amount of steel in this part is very small to that used in the total building, then it is desirable to reinforce the part subjected to large axial force as much as possible. It is recommended, not based on theory but on experiment, that volumetric ratio of lateral reinforcement to confinement zone is roughly more than 0.6%, 1.2%, and 1.8% for the ratio of axial force to compressive strength of less than 0.3, from 0.3 to 0.6, and more than 0.6, respectively. The effect of confinement depends on a spacing of lateral reinforcement, then it is recommended its spacing of less than 30cm and less than 20cm for the part under high axial force [see Section 9.3].

(2) Structural requirements

Wall thickness should be more than 15cm and more than 1/30 of clear height of wall panel. Shear reinforcement ratio in wall panel should be more than 0.0025 in each orthogonal direction. Shear reinforcement should be arranged in double in case of wall thickness of more than 20cm, and its nominal size should be more than D10 (10 mm in diameter deformed bar), and its spacing in front area should be less than 30cm, but in case of alternative arrangement of steel its spacing in one side is less than 45cm.

(3) Opening position, strength of wall with opening and reinforcement for opening

Having a opening in wall at non-hinge region has no problems if enough shear strength is provided. Even at hinge region, wall with openings, which locate at other than critical part and are enough reinforced to prevent shear failure, could behave like as a solid wall. Shear strength of wall with opening can not be easily estimated because it relates to the reinforcing method for opening. However, the strength calculated by "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structure," in which strength reduction factor concerning on opening ratio, area of opening to area of wall panel is introduced, will predict safely. When the strength equation of this section applies to the wall with opening assuming that the wall consists of two walls divided at the opening, height of wall in the equation is very difficult to be fixed, that is clear height of opening gives unsafe prediction and

clear height of wall panel gives too much safety prediction. There is no simple and good way for this problem.

As for reinforcement arrangement around the opening, there are some special effective details such as X-shaped reinforcement in walls aside to opening, but these method is verified by only experiment and has not yet generally established as design method.

6.5 Design for Bond

6.5.1 Design Bond Stress

Design bond stress shall be calculated by Eq (6.21). For a member without planned yield hinges or with an planned yield hinge at the one end, the design bond stress can be given by the smaller value between those calculated by Eqs (6.21) and (6.22).

$$\tau_f = \frac{d_b \Delta \sigma}{4 (L-d)} \quad (6.21)$$

$$\tau_i = \frac{b p_{wt} \sigma_{wy} \cot \phi}{\Sigma \psi} \quad (6.22)$$

where

$\Delta \sigma$: stress difference of a longitudinal reinforcement between two ends of a member in the yield mechanism assuring design, which equals $2\sigma_{yu}$ for a member with the planned yield hinges at both ends, equals $(\sigma_{yu} + \sigma_y)$ for a member with a planned yield hinge at the one end, and equals $2\sigma_y$ for a member without the yield hinges at both ends;

d_b : diameter of the longitudinal reinforcement,

$\Sigma \psi$: total perimeter of the longitudinal reinforcement;

L : clear span;

b : width of the member section;

d : effective depth of the member section;

p_{wt} : required shear reinforcement ratio at the middle part of member;

σ_{wy} : yield strength of shear reinforcement at the middle part of member; and

ϕ : angle of the compressive strut of the truss mechanism at the middle part of member.

6.5.2 Bond Strength

Bond strength along the longitudinal reinforcement of columns and beams shall be calculated by Eq.(6.23). The bond strength for the top reinforcement of a beam shall be reduced to 0.8 times the value given by Eq (6.23):

$$\tau_{bu} = \left(1.2 + \frac{5p_w b}{d_b}\right) \sqrt{\sigma_R} \quad (6.23)$$

where p_w : shear reinforcement ratio of the peripheral shear reinforcement.

[Commentary]

Much amount of flexural reinforcement in beams and columns might cause bond splitting failure along flexural re-bars and lead to brittle failure, that should be prevented. To assure the bond action for flexure mechanism [Refs. 6.18, 6.40-6.42] and for truss mechanism [Ref. 6.43] are proposed as the methods to prevent bond failure. Design method in this design guideline is the combination of above two methods, that is, design bond stress according to flexure mechanism or truss mechanism should not be greater than bond strength. Bond design is conducted for longitudinal flexural re-bars arranged at extreme edge layers.

Design for bond provided in this section is simplified for practical design use based on conservative assumption. Accurate design for bond might be conducted as described below.

(1) Design for a member without yield hinges or with a yield hinge at one end

In order to prevent bond splitting failure, one of bond stresses due to flexure, τ_f , or due to truss action, τ_t , should be less than bond strength, τ_{bu} .

Bond stress due to flexure, τ_f , is defined as that produced by the steel stress difference between both ends of a member. These steel stresses would be obtained from flexural analysis at each end section. The τ_f is given by Eq. C6.26 considering inclined crack or yield hinge in tension side of a member. $\Delta\sigma$ is a stress difference between both ends of a member. On a safely assumption, stresses of both steels in compression and tension of a member without intended yield hinges take their reliable strength, σ_y . Then $\Delta\sigma$ takes $2\sigma_y$. As for a member with an intended yield hinge at one end, steel stress in tension takes its upper bound strength, σ_{yu} , and steel stress in compression takes its reliable strength, σ_y , and $\Delta\sigma$ takes $\sigma_{yu} + \sigma_y$. It is not sure, however, that steel stress in compression always reaches σ_y , so it is allowed to get and use a working compressive stress of steel, σ_c , instead of σ_y , that would be obtained by flexural analysis using plain remaining plain assumption.

$$\tau_f = \frac{0.25\pi d_b^2 \Delta\sigma}{\pi d_b (L-d)} = \frac{\Delta\sigma d_b}{4(L-d)} \quad (\text{Eq. C6.26})$$

Alternatively, if bond stress required for truss mechanism defined in this design guideline is less than bond strength, equilibrium of truss mechanism is satisfied and then bond splitting failure might be prevented. The bond stress required for truss mechanism is obtained from the equilibrium of forces illustrated in Fig. C6.1 as Eq. C6.27.

$$\tau_t = \frac{V_t}{j_t \Sigma \psi} = \frac{b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi}{j_t \Sigma \psi} = \frac{b p_w \sigma_{wy} \cot \phi}{\Sigma \psi} \quad (\text{Eq. C6.27})$$

where

V_t : shear carried by the truss mechanism;

p_w : shear reinforcement ratio at the central part of a member, which is not the actual ratio for the part but the amount required to resist the design shear, and

$\Sigma \psi$: total perimeter of the tensile steel bars

The bond strength, τ_{bu} , would be obtained as following procedure [Ref. 6.44]. The bond stress for upper steel in a beam should be reduced by 0.8.

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (\text{Eq. C6.28})$$

In Eq. C6.28, τ_{co} presents a contribution of concrete and is given as:

$$\tau_{co} = (0.4b_i + 0.5)\sqrt{\sigma_B} \quad (\text{Eq. C6.29})$$

where b_i represents the coefficient related to the mode of bond failure given by the smaller between b_{ci} and b_{si} .

Values of b_{ci} and b_{si} are given as

$$b_{ci} = \frac{(2\sqrt{2}d_c - d_b)}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.30})$$

$$b_{si} = (b - \Sigma d_b) / \Sigma d_b \quad (\text{Eq. C6.31})$$

where

b_{ci} : coefficient for the corner splitting mode [see Fig. C6.22];

b_{si} : coefficient for the side splitting mode [see Fig. C6.22] including the face-side splitting mode;

d_c : depth of the cover concrete from the center of the corner steel;

d_b : diameter of the corner steel,

Σd_b : total of diameter of the steel in a layer, and

b : section width of the member

In Eq. C6.28, τ_{st} presents a contribution of shear reinforcement, and each value for corner splitting mode and for side splitting mode is given by Eqs. C6.32 to C6.34, respectively.

In case of the corner splitting ($b_i = b_{ci} < b_{si}$):

$$\tau_{st} = \frac{50A_w \sqrt{\sigma_B}}{s d_b} \quad (\text{Eq. C6.32})$$

In case of the side splitting ($b_i = b_{si} < b_{ci}$) with condition $N_t/2 \geq N_u$:

$$\tau_{st} = \frac{(20/N_t + 5N_u/N_t + 15N_s/N_t)p_w b \sqrt{\sigma_B}}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.33})$$

In case of the side splitting ($b_i = b_{si} < b_{ci}$) with condition $N_t/2 < N_u$:

$$\tau_{st} = \frac{(5p_w b \sqrt{\sigma_B})}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.34})$$

where

s : spacing of the shear reinforcement other than that in the hinge region,

A_w : sectional area of the shear reinforcement covering the corner steels (peripheral hoop or stirrup),

N_s : number of the flexural steels directly hooked by supplemental ties;

N_u : number of the flexural steels not hooked as above;

N_t : total number of the flexural steels ($=2+N_s+N_u$), and

p_w : shear reinforcement ratio other than that in the hinge region, only shear reinforcement arranged at the extreme external side (peripheral shear reinforcement $= 2A_w/(b s)$) can be counted

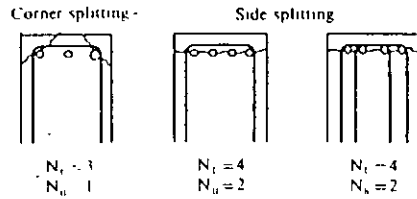


Fig. C6.22 Corner splitting and side splitting modes including the face-side splitting.

Equation C6.33 is derived from Eqs. C6.35 and C6.36 in Ref. 6.44.

$$\tau_{st,1} = 1.22 \frac{15.9 A_w \sqrt{\sigma_B}}{s d_b} \quad (\text{Eq. C6.35})$$

$$\tau_{st,2} = 1.22 \frac{7.63 A_w \sqrt{\sigma_B}}{s d_b} \quad (\text{Eq. C6.36})$$

where

$\tau_{st,1}$: τ_{st} for the steel that are directly hooked by shear reinforcement,

$\tau_{st,2}$: τ_{st} for the steel that are not hooked by shear reinforcement, and

1.22 : coefficient used in the cases for steel bars other than the upper steel in a beam.

Test specimens in Ref. 6.44 have four flexural steel in a line, and two of them are hooked by peripheral lateral reinforcement ($N_t=4$, $N_u=2$). A_w in Eqs. C6.35 and C6.36 are replaced by p_w , and then Eqs. C6.37 and C6.38 are derived

$$\tau_{st,1} = 1.22 \frac{15.9 p_w b \sqrt{\sigma_B}}{2 d_b} \equiv \frac{10 p_w b \sqrt{\sigma_B}}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.37})$$

$$\tau_{st,2} = 1.22 \frac{7.63 p_w b \sqrt{\sigma_B}}{2 d_b} \equiv \frac{5 p_w b \sqrt{\sigma_B}}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.38})$$

When supplemental tie is used with the same sectional area of A_w , τ_{st} for intermediate bar hooked by supplemental tie is given as the summation of Eqs. C6.37 and C6.38

$$\tau_{st,3} \equiv \frac{15 p_w b \sqrt{\sigma_B}}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.39})$$

Equation C6.33 takes the average of these three values, Eqs. C6.37 through C6.39.

In checking upper steels in a beam, steels of a floor slab in orthogonal direction to the axis of the beam could be countable as a shear reinforcement not hooking them. Then τ_{st} by Eqs. C6.40 or C6.41 could be added to Eqs. C6.32 or C6.33, respectively.

In case of the corner splitting:

$$\tau_{st}' = 20 \frac{(A_{st}/s_{st} + A_{sb}/s_{sb}) \sqrt{\sigma_B}}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.40})$$

In case of the side splitting:

$$\tau_{st}' = 20 \frac{(A_{st}/s_{st} + A_{sb}/s_{sb}) \sqrt{\sigma_B}}{\Sigma d_b} \quad (\text{Eq. C6.41})$$

where

A_{st} , s_{st} : area and spacing of the top steel in a slab; and

A_{sb} , s_{sb} : area and spacing of the bottom steel in a slab.

The bond stress, τ_{bu} , obtained from Eq. 6.23 is the worst case of Eq. C6.34 where many flexural steels are arranged in a layer and only two of them are hooked at the corner by shear reinforcement. Equation 6.23 will be derived as following. Depth of cover concrete measured from the surface of a steel and clear distance between flexural steels are specified not to be less than 1.5 times and 1.7 times their diameters, respectively. Equation C6.42 is from this minimum requirements for steel arrangement. According to above specifications, minimum required section width is obtained as

$$b \geq 2(1.5 d_b) + (N_t - 1)1.7 d_b + N_u d_b = 2.7 N_t d_b + 1.3 d_b \quad (\text{Eq. C6.42})$$

Equation C6.42 could be simplified as $b/N_t d_b = b/\Sigma d_b > 2.5$, and then $b_t = b_g \geq 1.7$ is obtained from Eq. C6.31. The contribution of concrete for this worst case is obtained from Eq. C6.29 as $\tau_{co} \geq 1.18 \sqrt{\sigma_B} \equiv 1.2 \sqrt{\sigma_B}$.

Equation 6.23 is given as the summation of this minimum assurance value of τ_{co} and Eq. C6.34. This design method for bond has already been applied at the time of verification for shear strength equation (see Fig. C6.5), that is, in Fig. C6.5 the specimens that may fail in bond splitting have been excluded

(2) Design for a member with the yield hinges at both ends

As for a member with intended yield hinge at both member ends, two design conditions are provided, and it is necessary for the design for bond to satisfy one of them. One, [a], is the condition to limit bond slip within small value (less than the bond slip at peak bond stress on bond stress versus slip curve), and the other, [b], is the condition to remain either flexural mechanism or truss mechanism in large bond slip situation (after peak on bond stress versus slip curve) [Ref. 6.42].

- [a] Bond stress due to flexural action given by Eq. C6.43, τ_f , should not more than the bond strength, τ_{bu} , given by Eq. C6.28

$$\tau_f = \frac{d_b \Delta \sigma}{4(L-d)} \quad (\text{Eq. C6.43})$$

where $\Delta \sigma = 2\sigma_{yu}$

- [b] Smaller bond stress which is given by Eq. C6.44 or Eq. C6.45 should not be more than the ultimate bond stress [Refs. 6.42, 6.45], τ_{bus} , after considerable bond slip. Generally, bond stress slip curve has a almost constant stress region (plateau) in large slip situation after peak if certain amount of lateral reinforcement is arranged. The value of τ_{bus} gives the bond stress in such region. This alternative method is reflecting that a member could resist shear by existing of bond stress necessary for truss mechanism or flexure mechanism even in such region.

$$\tau_f = \frac{V_t}{j_t \Sigma \phi} = \frac{h p_w \sigma_w y \cot \phi}{\Sigma \phi} \quad (\text{Eq. C6.44})$$

$$\tau_f = \frac{d_b \Delta \sigma'}{4(L-d)} \quad (\text{Eq. C6.45})$$

Ultimate bond stress, τ_{bus} , is given as follows

In case of the corner splitting ($b_t = b_{ci} < b_{si}$)

$$\tau_{bus} = \left(\frac{70 A_w b}{s d_b} + 0.4 \right) \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{Eq. C6.46})$$

In case of the side splitting ($b_t = b_{si} < b_{ci}$) with condition $N_t/2 \geq N_u$:

$$\tau_{bus} = \left(\frac{60 p_w b (N_t/2 + 2)}{N_t \Sigma d_b} + 0.4 \right) \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{Eq. C6.47})$$

In case of the side splitting ($b_t = b_{si} < b_{ci}$) with condition $N_t/2 < N_u$:

$$\tau_{bus} = 0.4 \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{Eq. C6.48})$$

In Eq. C6.45 $\Delta \sigma'$ is the difference of stresses of steels between both ends in a member, and is given by Eq. C6.49

$$\Delta \sigma' = \sigma_{yu} + \sigma_c \quad (\text{Eq. C6.49})$$

where σ_c , compressive stress of steel, is obtained assuming plain remaining plain assumption at the overstrength limit design and using upper bound tensile strength of steel σ_{yu} .

Equation C6.47 is derived as following. The ultimate bond stress in Ref. 6.45, τ_{bus} , is given by Eq. C6.50.

$$\tau_{bus} = 1.22 \left(\frac{23.3 p_w b}{\Sigma d_b} + 0.3 \right) \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{Eq. C6.50})$$

Ultimate bond stress for flexural steel not hooked by shear reinforcement is given as Eq. C6.51, neglecting the effect of shear reinforcement in Eq. C6.50 ($p'_w = 0$).

$$\tau_{bus} = 1.22 (0.3 \sqrt{\sigma_B}) \quad (\text{Eq. C6.51})$$

Test specimens in Ref. 6.45 have four flexural reinforcement in a layer ($N_t = 4$, $N_u = 2$), then τ_{bus} is estimated considering the effect of shear reinforcement in Eq. C6.50 by two times (see Eqs. C6.35 and C6.36).

$$\tau_{bus} = 1.22 \left(2 \frac{23.3 p_w b}{\Sigma d_b} + 0.3 \right) \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{Eq. C6.52})$$

The ultimate bond stress of Eq. C6.47 takes the average of the summation of Eq. C6.51 and Eq. C6.52.

Figures C6.23 and C6.24 show the results of verification for this design method for bond. Figure C6.23 shows the correlation of the assurance rotation angles obtained by both test and design equation without check of bond. Many specimens could not reach expected (calculated) rotation. While, the same discussion is done in Fig. C6.24 with check of bond by the method described in this section. Figure C6.24 shows the evidence of the method of design for bond. Horizontal axis in Fig. C6.24 denotes the yield drift for members in which bond failure is expected, where yield drift was calculated according to Ref. 6.49

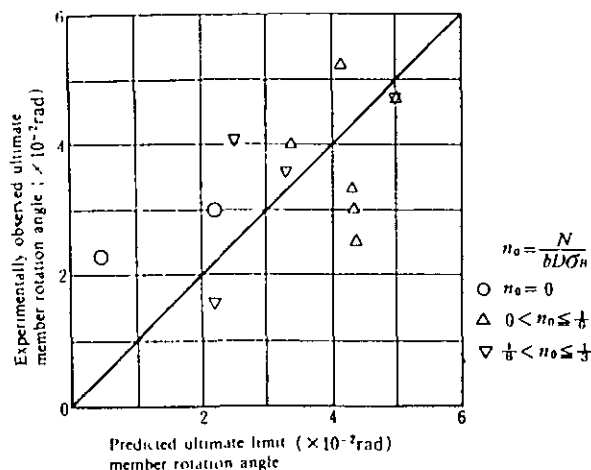


Fig. C6.23 Relation between the experimentally observed ultimate member rotation angles and predicted angles by use of Clauses 6.3.1 and 6.3.3 on the specimens that reveal failure in the bond splitting.

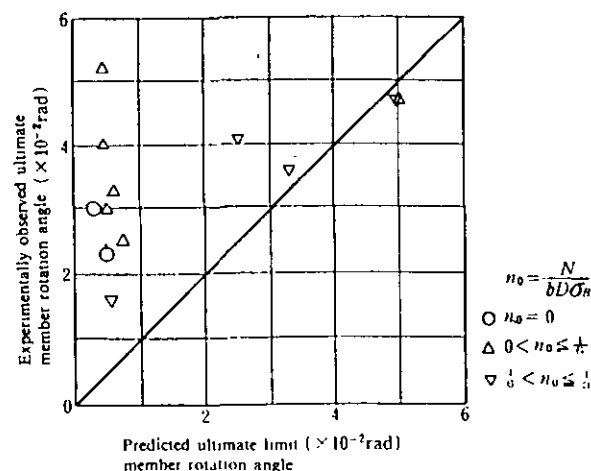


Fig. C6.24 Relation between the experimentally observed ultimate member rotation angles and predicted angles obtained from Eq. 6.21, Eq. C6.32 and Eq. C6.33 on the specimens that reveal failure in the bond splitting.

6.6 Design for Beam with Opening

The provisions in Clause 6.2.1 "Basic Principle," Clause 6.2.2 "Strength of Shear Reinforcement," and Clause 6.2.3 "Structural Requirements" shall apply to the shear design for a beam with an opening

[Commentary]

A beam with an opening reinforced transversely by only stirrups as shown in Fig. C6.25(a) is taken for a sample. Symbols used in the figure denote

H : diameter of a hole or diameter of a circumference (if opening has a rectangular shape);

G : spacing of stirrups aside to hole; and

y₀ : distance from the center of a hole to the axis of a beam.

In the beam with opening arch mechanism is difficult to exist, and then shear shall be transferred by truss mechanism as shown in Figs C6.25(b) and (c) [Ref. 6.68]. The compression strut angle of concrete in upper and lower part of a hole is represented by ϕ_s in these figures. Symbols of horizontal arrows show bond stress, and vertical ones represent forces applied to concrete from stirrups. Unshaded portion shows the zone where diagonal compression stress field is not formed. Diagonal compressive stress of concrete around the hole becomes larger as the unshaded portion is extending. Effective depth for truss mechanism, j_{tw} , is defined as Eq. C6.53.

$$j_{tw} = j_t \cdot \frac{H}{\cos \phi_s} \cdot \tan \phi_s \quad (\text{Eq. C6.53})$$

In Eq. C6.53, $(H/\cos \phi_s + G \tan \phi_s)$ represents the vertical height of the unshaded portion [see Fig. C6.25(c)]. Shear reinforcement aside to a hole should be provided within the range of $(j_{tw}/2 + y_0) \cot \phi_s$ as shown in Fig. C6.25(a). Compressive stress of concrete in shaded portion is given by Eq. C6.54, where stirrup stress is assumed to be σ_{wy} .

$$\sigma_{cw} = p_{ws} \sigma_{wy} / \sin^2 \phi_s = p_{ws} \sigma_{wy} (1 + \cot^2 \phi_s) \quad (\text{Eq. C6.54})$$

where p_{ws} denotes the shear reinforcement ratio aside to a hole

On the condition that σ_{cw} is equal to $v\sigma_B$ at the shear strength, ϕ_s is given by Eq. C6.55.

$$\cot \phi_s = \sqrt{\frac{v\sigma_B}{p_{ws}\sigma_{wy}}} \cdot 1 \quad (\text{Eq. C6.55})$$

The value of $\cot \phi_s$ is allowed to take more than 2.0, because this case is limited in the vicinity of hole. Then reliable shear strength of a beam with opening is given by Eq. C6.56.

$$V_u = b j_{tw} p_{ws} \sigma_{wy} \cot \phi_s \quad (\text{Eq. C6.56})$$

where $p_{ws}\sigma_{wy} \leq (1/2 - H/j_t)v\sqrt{\sigma_B}$ when $p_{ws}\sigma_{wy} > (1/2 - H/j_t)v\sqrt{\sigma_B}$, which is the maximum amount of reinforcement for shear

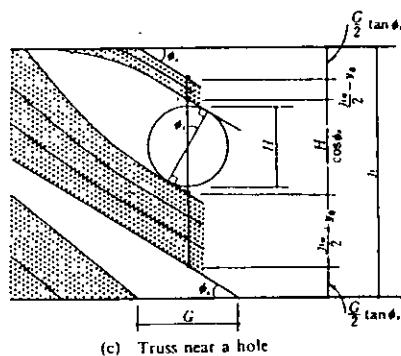
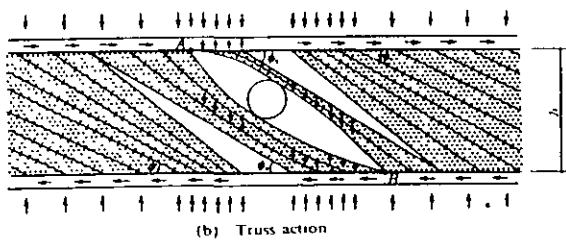
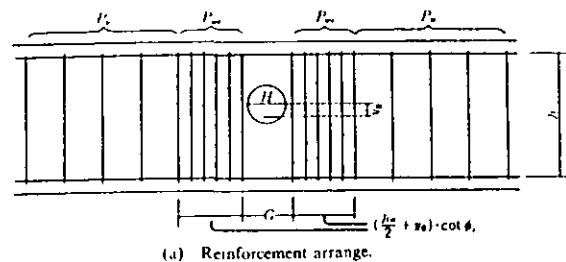


Fig. C6.25 Beam reinforced only by stirrups.

The attainable maximum shear strength of beam (reinforced up to its limit) with several opening ratios, H/j_t , are shown in Fig. C6.26. Here G is assumed to be equal to $1.2H$. For example when H/j_t is equal to 0.25 ($j_t=0.8D$ and $H/D=1/5$), the upper limit of $V_u/(b j_t \sqrt{\sigma_{cu}})$ takes 0.24. It means the upper limit by reinforcement of stirrups. The verification for this strength equation against test data [Refs. 6 69-6 73] has done and the results are shown in Fig. C6.27. Good prediction is obtained by this strength equation.

Inclined reinforcement whose development are anchored outside of stirrups aside to a hole, where compressive stress of concrete is not so high, as shown in Fig. C6.28, can work well in its tension side. Then the effect of inclined reinforcement given by Eq. C6 57 could be added to the strength, V_u , of Eq. C6 56

$$V_x = A_x \sigma_{xy} \sin \theta_x \quad (\text{Eq. C6 57})$$

where

θ_x : angle of inclined reinforcement to axis of a member; and

A_x : tension area of inclined reinforcement.

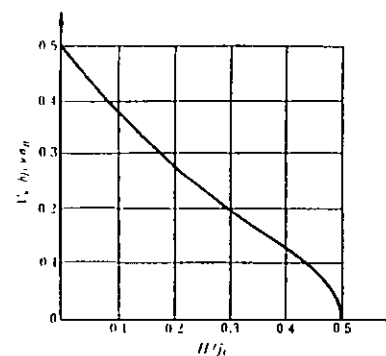


Fig. C6.26 Effect of the size of hole on the upper shear strength.

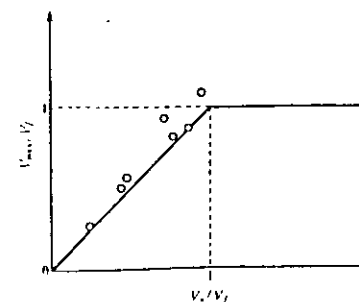


Fig. C6.27 Verification of strength equation.

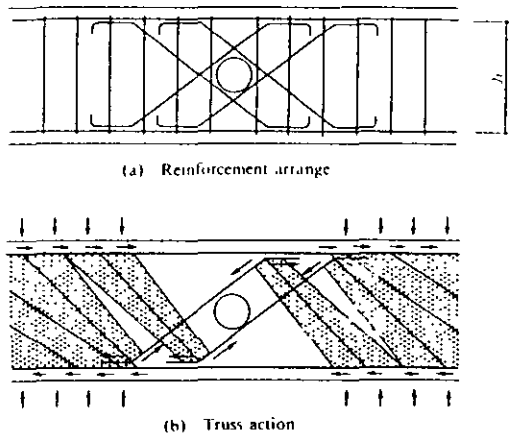


Fig. C6.28 Beam reinforced by the inclined reinforcement.

In a beam with top and bottom sub-beams reinforced longitudinally and laterally, each sub-beam have a truss mechanism as shown in Fig. C6.29(b). Then shear strength could be obtained by Eq. C6.58.

$$V_u = 2bj_s p_s \sigma_{sy} \cot \phi_s \quad (\text{Eq. C6.58})$$

where $p_s \sigma_{sy} = v \sigma_B / 2$ (when $p_s \sigma_{sy} > v \sigma_B / 2$), which is the maximum amount of reinforcement for shear, and in which,

j_s : distance between longitudinal reinforcements in the top and bottom sub-beams,
 p_s : shear reinforcement ratio of the stirrups in the top and bottom sub-beams; and
 σ_{sy} : yield strength of the stirrups in the top and bottom sub-beams.

The value of $\cot \phi_s$ takes the smaller value in Eq. C6.60

$$\cot \phi_s = 2$$

$$\cot \phi_s = \sqrt{\frac{V \sigma_B}{p_s \sigma_{sy}} - 1} \quad (\text{Eq. C6.60})$$

Stirrups in top and bottom sub-beams should be provided in the range of $j_s \cot \phi_s$ from the edge of the opening as shown in Fig. C6.29(a). Inside longitudinal reinforcement in sub-beams should be anchored at the outside of extended stirrup arrangement from sub-beams with hooks bent inside of beam. Required strength of inside longitudinal reinforcement in sub-beams, $a_s \sigma_y$, is obtained from

Eq. C6.61

$$a_s \sigma_y = V_u W / (2j_s) \quad (\text{Eq. C6.61})$$

where W denotes the length of opening. And required strength of flexural reinforcement of extreme edge (outside longitudinal steels in sub-beams), $a_s \sigma_y$, should not be less than that by Eq. C6.62.

$$a_s \sigma_y = \frac{V_u (W + j_s \cot \phi_s)}{2j_s} \quad (\text{Eq. C6.62})$$

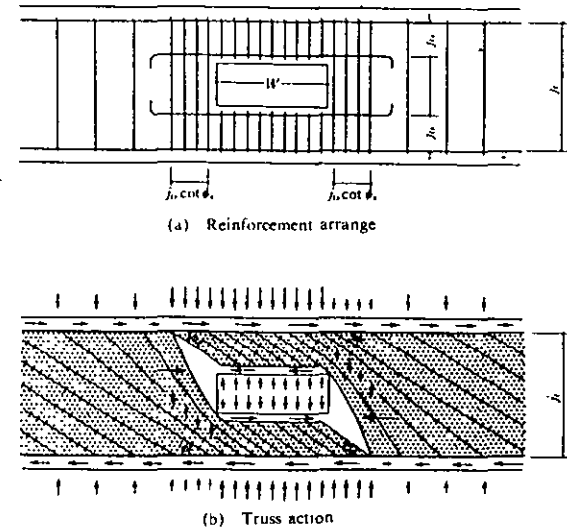


Fig. C6.29 Beam with a rectangular opening reinforced by the longitudinal reinforcement and stirrups in sub-beams.

When the inclined reinforcement as shown in Fig. C6.30 are provided, the effect of its tension strength would be evaluated by Eq. C6.57, and would be added to V_u . Its anchorage should be done at the outside of additional stirrups arranged aside to opening. The position of opening in a beam is desirable to be other than in yield hinge region. When a opening in yield hinge region should not be avoided, Eq. 6.9 should be considered in a calculation of $\cot \phi$, and effectiveness factor, v , should be given by Eq. 6.8.

Shear strength of a portion without hole should be obtained by Eq. C6.63, considering only truss mechanism

$$V_u = b_j p_w \sigma_w \cot \phi$$

(Eq C6.63)

where p_w denotes the shear reinforcement ratio in a portion without a hole, and the value of $\cot \phi$ should be calculated from Eqs. 6.5-6.7 and 6.9

When a special steel would be used as a reinforcement for a hole, its effect, that should be verified by experiment and etc, might be added to shear strength. Reference 6.74 is a research on this topic. In this case also, shear strength of a part without hole should be calculated by Eq. C6.63

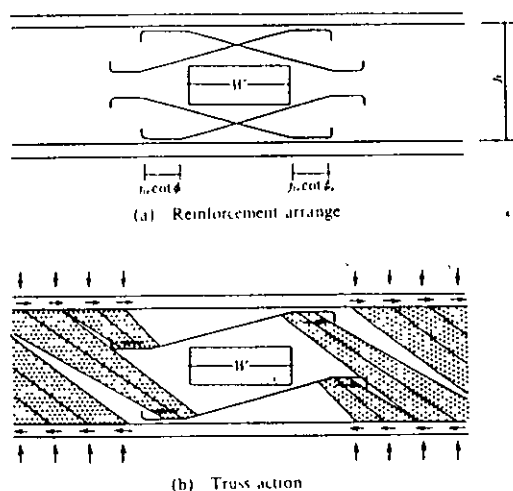


Fig. C6.30 Beam with a rectangular opening reinforced by the inclined reinforcement.

REFERENCES

- 6.1] M.P. Nielsen et al., "Concrete Plasticity," Specialpublikation udgivet af Dansk Selskab for Bygningsstatik, Lingby, pp.36-38, 1978
- 6.2] K. Mimani, "Limit Analysis of Reinforced Concrete Members Subjected to Shear," Proceedings of JCI Colloquium on Shear Analysis of RC Structures, June 4, 1982, pp.1-16.
- 6.3] M. Wakabayashi and K. Minami, "Rational Analysis of Shear in Structural Concrete Columns," Annual Report of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No.24, B-1, pp.245-277, April, 1981
- 6.4] R. Shohara and T. Kato, "Strength of Reinforced Concrete Members (Compression Stress Field)," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures, pp.1731-1732, Oct., 1978
- 6.5] B. Thurlimann, "Plastic Analysis of Reinforced Concrete Beams," Introductory Report of IABSE COLLOQUIUM KOPENHAGEN, Plasticity in Reinforced Concrete, pp.71-90.
- 6.6] K. Minami and F. Watanabe, "Development of Shear Design Equations of Reinforced Concrete Seismic Members," Preliminary report of AIJ Working Group on shear design-, Proceedings of JCI Panel Discussion on Macroscopic and FEM Microscopic Models for Reinforced Concrete Shear Walls, Jan. 1988, pp.21-40
- 6.7] F. Watanabe, "Strength and Ductility of RC Members Subjected to Combined Bending and Shear," Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.10, No.1, 1988, pp.105-114
- 6.8] T. Ichinose et al., "A Shear Design Procedure of Reinforced Concrete Beams," Research Report of AIJ Tokai Branch, pp.137-148, 1987.
- 6.9] K. Minami and H. Kuramoto, "Shear Design of Reinforced Concrete Members," Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.9, No.2, pp.347-352, June, 1987.
- 6.10] Y. Kanoh, K. Minami, K. Takiguchi and I. Shiraishi, "Shear Mechanism of Reinforced Concrete Members," Proc. of Seminar on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, pp.308-328, May, 1985.
- 6.11] M. Hukuhara, "An Examination for the Formula of Ultimate Shear Strength of RC Beams with High Tension Shear Reinforcement," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-B, pp.73-74, Oct., 1987.
- 6.12] H. Kuramoto and K. Minami, "Utility Shear Design of Reinforced Concrete Members for Ductile Earthquake Performance," Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.10, No.3, pp.651-656, 1988.
- 6.13] A. Ikeda, "Experiments on Reinforced Concrete Column Subjected to Alternate Loading at Plastic Range," CONCRETE JOURNAL -Japan National Council on Concrete-, Vol.8 No.12, Dec. 1970, pp.1-13.
- 6.14] M. Hirose, "A list of Past Experimental Results of Reinforced Concrete Columns," Technical Materials of Building Research Institute of Japan, No.2, March, 1973.
- 6.15] H. Muguruma, F. Watanabe et al., "Experimental Study on Shear Force Carrying Mechanism of Reinforced Concrete Column," Annual Report of Cement Association of Japan, 1978, pp.440-443.
- 6.16] H. Muguruma, F. Watanabe et al., "Effect of Yield Strength of Hoop Reinforcement on Shear Force Carrying Mechanism of Reinforced Concrete Column," Proceedings of the First Annual

- Meeting of Japan Concrete Institute, 1979, pp 333-336
- 6.17] H.Muguruma and F.Watanabe, "Study on Shear Mechanisms in R/C Short Column, Part 1," Transactions of the Architectural Institute of Japan, No 332, October 1983, pp.57-65.
 - 6.18] H.Muguruma and F.Watanabe, "Study on Shear Mechanisms in R/C Short Column, Part 2", Transactions of the Architectural Institute of Japan, No 341, July 1984, pp.11-18.
 - 6.19] Higashibata, Yamaguchi et al., "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Column, Part 5," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, Oct. 1973, pp 1421-1422
 - 6.20] S Kokusho and M.Fukuhara, "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Column, Part 6," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan
 - 6.21] Endoh, Fuji and Kanoh, "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Column, Part 7," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan
 - 6.22] Saitoh, Yoshizaki and Nishigaki, "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Column, Part 8," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan
 - 6.23] Yamamoto and Soumura, "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Column, Part 1," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan.
 - 6.24] Chiba, Kondoh et al., "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Column, Part 12," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan.
 - 6.25] M.Fukuhara and S Kokusho, "Experimental Study of Ultimate Shear Strength in Reinforced Concrete Beams with High Tension Shear Reinforcement," Proceedings of the Second Annual Meeting of Japan Concrete Institute, 1980, pp 477-480.
 - 6.26] T.Eigawa, S.Kokusho, Y.Matsuzaki and K.Kobayashi, "Effect of the Amount of Shear Reinforcement and Axial Force on The Ultimate Shear Strength of RC Columns," Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol 9, No 2, 1987, pp.705-710.
 - 6.27] T.Arakawa, "Shear Resistance in Reinforced Concrete Beams (Experimental Results)," Transactions of the Architectural Institute of Japan, No 66, Oct. 1960, pp.437-440.
 - 6.28] Architectural Institute of Japan, "Ultimate Strength and Deformation Capacity of Buildings in Seismic Design," pp 159-161
 - 6.29] K.Yoshioka, "List of Selected Test Data, Selection Procedure and Outline of Experimental Data," Extra Volume on Data Base of JCI 2nd Colloquium on Shear Analysis of RC Structures, Oct. 1983, pp.9-20
 - 6.30] K.Yoshioka, T.Okada and T.Takeda, "Study on Improvement of Earthquake-resistant Behaviors of Reinforced Concrete Columns, Part 1—Experimental Study on the Arrangement of Main Bars and Web Reinforcement to Give Columns Large Ductility," Structure, Transactions of AIJ, No 279, pp 53-63, June, 1979.
 - 6.31] Yoshihara et al., "Experiments on RC Short Columns with Welded Hoop and Sub-Ties Subjected to Alternate Loading, Parts 1-2," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, September 1979, pp 1249-1252.

- 6.32] Sakaguchi N. et al., "Structural Characteristics of RC high-rise building, Part 2," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1985, pp.153-154.
- 6.33] Muguruma H. et al., "Experimental Study of High Rise Reinforced Concrete Buildings, Parts 4-5," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1986, pp.155-158
- 6.34] Sumi A. et al., "An Experimental Study of Reinforced Concrete Columns Laterally Confined by High Strength Shear Reinforcement," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1986, pp 383-384
- 6.35] T.Paulay, "Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams," Journal of the Structural Divisions, ASCE, Vol.97, ST9, Sept., pp.2407-2419.
- 6.36] T.Paulay and J.R.Binney, "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls," ACI Special Publication 42, Detroit, 1974, Vol 2, pp.579-598.
- 6.37] M.Wakabayashi and K.Minami, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Columns with Diagonal Main Reinforcement," Proceedings of Second Annual Meeting of Japan Concrete Institute, 1980, pp.433-436.
- 6.38] K.Minami, "Elasto-Plastic Behavior of Columns with Diagonal Main Reinforcement," Doctor Thesis, Faculty of Engineering, Kyoto University, Dec. 1984.
- 6.39] F.Watanabe, "Shear Strength of Prestressed Concrete Piles Subjected to Combined Bending and Shear," Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.9, No.2, 1987, pp.483-488.
- 6.40] K.Yoshioka and T.Takeda, "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Short Column, Part 40," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, Oct. 1976, pp.1423-1424.
- 6.41] Shibata and Arai, "Strength Evaluation of Reinforced Concrete Members at Brittle Failure," Research Report of Hokkaido University, No 92.
- 6.42] T.Ichinose, "Criteria to Prevent Bond Failure in Reinforced Concrete Short Column," Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.338, April 1984, pp.58-70.
- 6.43] F.Watanabe, "Mechanism of Shear Failure of RC Column due to Bond Splitting," Proceedings of JCI 2nd Colloquium on Shear Analysis of RC Structures, October, 1983, pp.61-68.
- 6.44] S.Fujii and S.Morita, "Splitting Bond Capacities of Deformed Bars, Part 1 Experimental studies on main factors influencing splitting bond failure," Transactions of the Architectural Institute of Japan, No 319, September 1982, pp 47-55.
- 6.45] Gotoh, S.Morita et al., "Effect of Lateral Reinforcement on Splitting Bond Failure Mode," Research Report of Architectural Institute of Japan, Kinki-Branch, June 1981, pp.197-200.
- 6.46] F.Watanabe and H.Muguruma, "Ductility Evaluation of Reinforced Concrete Column Subjected to Combined Bending and Shear," JCI Colloquium on Ductility of Concrete Structures and its Evaluation, March. 1988, pp 205-216.
- 6.47] T.Ichinose, "Bond Failure Mechanism in Reinforced Concrete Short Columns," Transactions of the Architectural Institute of Japan, No 333, November 1983, pp.73-83.
- 6.48] "Code of Practice for Design of Concrete Structures," NEW ZEALAND STANDARD, NZS3101—Part1, 1982, p.57.
- 6.49] S.Sugano, "Plastic Stiffness of Reinforced Concrete Buildings, Part 3," Research Report of Architectural Institute of Japan, Kanto-Branch, 1968.
- 6.50] R.Shohara and B.Kato, "Ultimate Strength of Multi-Storied RC Shear Walls," Transactions of

- the Architectural Institute of Japan, No.343, September 1984, pp.24-31
- 6 51] T.Murakami, T.Hukushima and K.Minami, "Rational Solution in Shear of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Concentrated Horizontal Load," Proceedings of Seventh Annual Meeting of Japan Concrete Institute, pp 381-384
 - 6 52] Aoyama H, Kato D and Katsumata H, "Experimental Study On Strength and Deformation Capacity of "Postcast" Shear Wall", Parts 1-2," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1982, pp 1407-1410, Part 3, 1983, pp 2151-2152.
 - 6 53] Aoyama H, Hosokawa Y. and Shiohara H, "Earthquake Strengthening Method of Existing Reinforced Concrete Buildings, Part 1," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1985, pp 81-82.
 - 6 54] K.Ogata and T.Kabeyazawa, "Effect of Shear Span to Depth Ratio of Loading on the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls Yielding in Flexure," Proceedings of Sixth Annual Meeting of Japan Concrete Institute, pp 717-720
 - 6 55] T.Somaki and T.Kabeyazawa, "Effect of Moment to Shear Ratio of Loading on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls with Thick Panel," Proceedings of Seventh Annual Meeting of Japan Concrete Institute, pp 369-372.
 - 6 56] T.Kabeyazawa, H Abe and K Hashiba, "Experimental Study on Strength and Deformation Capacity of High-Rise Shear Walls," Proceedings of Ninth Annual Meeting of Japan Concrete Institute, Vol.9 No 2, pp 379-384.
 - 6 57] Chiba O, Hatori T et al., "Load-Deflection Characteristics of Nuclear Reactor Building Structures, Parts 8-10," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1983, pp 1509-1514; Part 2 1, 1984, pp 2375-2376, Part 59 and Parts 62-63, 1986, pp.1117-1118 and pp 1123-1126.
 - 6 58] Higashibata, Yamaguchi et al., "Experimental Study on Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Bending, Shear and Axial Force, Parts 1-2," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, Oct 1975, pp 1189-1192; Part 3, Oct. 1976, pp 1593-1594.
 - 6 59] Oesterle, R G., Aristizabal-Ochoa, J D, Fiorato, A E, Russel, H.G. and Corley, W.G., "Earthquake-Resistant Structural Walls-Test of Isolated Walls, Phase II," PCA Construction Technology Laboratories, 1979, 327pp.
 - 6 60] Oesterle, R G., Aristizabal-Ochoa, J.D, Shiu, K N and Corley, W.G., "Web Crushing of Reinforced Concrete Structural Walls," ACI Journal, May/June 1984, Title No.81-22, pp.231-241.
 - 6 61] Barda, F, Hanson, J.M. and Corley, W.G, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements, Reinforced Concrete Structures In Seismic Zone," SP-53, American Concrete Institute, 1977, pp.149-202.
 - 6 62] Ono et al., "Seismic Performance of Reinforced Concrete Shear Walls, Part 7," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, Oct. 1976, pp.1601-1602; Parts 16-17, Oct 1977, pp 1631-1634
 - 6 63] Ono et al, "Experimental Study on Elasto-Plastic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls, Part 1," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, Oct 1977, pp.1645-1646.
 - 6 64] Endoh, Hirose, Ozaki and Okamoto, "Failure Prevention of Buildings by Shear Walls,"

- Research Report of Building Research Institute, Ministry of Construction, Japan, 1971, pp.625-632.
- 6 65] Hiraishi H et al, "Experimental Study on Deformation Behavior of Reinforced Concrete Shear Wall After Flexural Yielding," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1984, pp.1941-1944
 - 6 66] I.Shiraishi, Y.Kanoh and N.Machida, "An Analytical Study on Ultimate Shear Strength of Reinforced Concrete Shear Walls," Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.365, July 1986, pp 144-155.
 - 6 67] Hirose, "Experimental Data in Past Research and their Analysis on Reinforced Concrete Shear Walls," Building Research Institute, Ministry of Construction, Japan, No 6, 1975.
 - 6 68] T.Ichinose and S.Yokoo, "A shear design procedure of reinforced concrete beams with web openings," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1990, pp 319-322.
 - 6 69] M.Hirose, Y.Shimizu et al., "Seismic Performance of Reinforced Concrete Beams with Holes, Part 3," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1978, pp.1593-1594.
 - 6 70] Y.Higashi, T.Endoh, Y.Shimizu and S.Hyuga, "Experimental Study on Web-reinforcement of R.C. Beams with a Hole," Proceedings of the Japan Concrete Institute, 1982, pp.245-248.
 - 6 71] T.Endoh, Y.Shimizu et al., "Multi-cyclic Load Test on Reinforced Concrete Beams with a Hole Strengthened with Welded Diagonal Wire Fabric," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1985, pp.499-500.
 - 6 72] H.Aoyama, S.Otani, L.Takahashi and T. Ichinose, "Experimental study on the deformation mode of beams with or without web opening," Research Report of Architectural Institute of Japan, Tokai Branch, 1983, pp.161-164.
 - 6 73] K.Tsumura, "Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams with Openings," Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.407, 1990, pp.47-60.
 - 6 74] S.Hayashi and Y.Shimozuma, "Experimental Study on Shear Transfer of RC Beams with Holes," Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.12 No.2, 1990, pp 333-338.

7.1 Design Objectives

Beam-column joint shall be designed to maintain its integrity to the assuring deformation after the structure forms a yield mechanism. The beam-column joint shall be designed to prevent a significant stiffness deterioration and slip-type hysteretic behavior by load reversals.

[Commentary]

(1) Structural requirements in beam-column connection

It should be avoided in principle that a structure designed to form the overall yield mechanism fails in beam-column joints. Because the beam-column joints would suffer from so large shear of adjacent beams and columns that it is difficult not only to design the joints for high ductility, but also to repair their damage. There are many proposals regarding the resisting mechanism of a beam-column joint against shear. This chapter adopts a diagonal compression strut of concrete as the shear resisting mechanism, and the upper limit of design nominal shear stress in joint is provided to prevent failures.

The beam-column joint has to resist bending moment, shear, axial force and torsional moment produced by columns and beams at developing a yield mechanism without collapse, and also it is desired that the joint is without evident stiffness degradation. Failures of a beam-column joint due to an anchorage failure of flexural reinforcement of beams or columns and due to compression failure of diagonal strut of concrete should be prevented. However stiffness degradation of the joint and slip behavior in a story hysteretic characteristic may be resulted from shear cracks in the joint, yield of joint lateral reinforcements and bond deterioration in yield regions of column and beam bars. Because it is difficult to avoid the shear cracking and the bond deterioration of flexural reinforcements in a beam-column joint, the load vs. deformation characteristics with slippage may be accepted in the guidelines so far as they do not affect so much on an earthquake response.

A recent study [Ref. 7.1] indicated that the slipping hysteretic characteristics, as far as they were not so excessive, did not increase structural response in displacement range considered in the guidelines, i.e., an story drift angle of 1/100 radian. In this chapter, minimum shear reinforcement in a beam-column joint in proportion to joint shear stress is specified for preventing the excessive slipping hysteretic characteristics, and the design for embedment of flexural reinforcement of beams and columns and for anchorage of hooked reinforcement of beams are also described.

Beam-column joints in a structure designed under the concept of the guidelines are surely subjected to stresses corresponding to the flexural strength at yield hinges because the members adjacent to the joints are intended to form yield hinges. The joints are the key elements for transferring forces between beams and columns and assuring a overall yield mechanism, therefore the design for beam-column joints is very important. However, the design criteria for joints specified in this chapter is not so severe than that for beams, columns and shear walls because severe design requirements would disconnect the continuity of the design for joints between the previous design method and the

guidelines (this continuity is important in Japan) and make the scope of this design guideline narrow.

(2) Basic plan of beam-column joint

a) A beam-column joint is a segment where stresses of columns and beams are transferred by their longitudinal reinforcements through the core concrete of joint, therefore the joint is required to have enough strength and stiffness. The core concrete in the joint must be confined by longitudinal reinforcements of columns and lateral reinforcements of the joint, and it is reasonable and practical to embed the longitudinal reinforcements of beams in the core. In order to arrange the longitudinal reinforcements of beams inside the concrete core, beam widths are necessary to be less than the column width. This treatment leads to avoiding large eccentricity between beams and columns. For example, when beam widths are a half of a column width and the side faces of beams are not located outside the column side faces in the joint region, the maximum eccentricity between the beams and columns is less than 1/4 of the column width.

b) When beams and columns are connected with eccentricity, torsional moments acting on the beam-column joint and on the column in the opposite direction to each other make torsional cracks in the joint and column, and reduce their stiffness. A large eccentricity reduces a stress transferred to a side portion in the joint apart from the beam, then shear capacity of the joint decreases due to the reduction of effective volume resisting against shear.

There is no limit about the eccentricity in the design guidelines. However, shear design for a beam-column joint with a large eccentricity may be done ignoring a portion outside the effective joint area and torsional design for the column due to the eccentricity is necessary.

c) A deep beam-column joint has a slender shape and a steep diagonal concrete strut. An elastic analysis of this kind of joint using a parameter of "a" (=beam depth/column depth) shows that shear stress distributions along the axis of column was expressed by a parabolic curve with its peak value at the center for "a"=1.0, by a rectangular with almost uniform value for "a"=1.5 to 2.0, and by a biquadratic curve with two peaks at the upper and lower parts for "a">2.0 [Ref.7.2]. According to a few tests about a deep beam-column joint with "a"=2.0, shear failure concentrates to the upper part of the joint and the nominal shear strength is 60 % to 70 % of the joint strength with "a"=1.33 [Ref.7.3]. The depth ratio of beam to column has no limit in this guidelines, but a deep beam-column joint should be designed with caution [Ref. 7.4].

d) Chapter 10 requires structural slits (gaps) which separate non-structural walls such as spandrel walls from yield hinge regions of structural members. The stiffness of beams or columns increases due to those non-structural walls, consequently rotation of the yield hinges becomes so large that yield regions of their longitudinal bars will extend toward inside of the beam-column joint and bond deterioration of the bars may take place in the joint. However, the quantitative evaluation of the bond deterioration is not clear because there is few studies on this matter [for example, Ref. 7.5].

7.2 Design for Shear

7.2.1 Design Principles

In shear design of a beam-column joint, reliable shear strength V_{ju} shall be greater than design shear V_j of the yield mechanism assuring design.

7.2.2 Shear Strength of Beam-Column Joint

Shear strength V_{ju} of beam-column joint shall be given by Eq. (7.1):

$$V_{ju} = \kappa \sigma_B b_j D_j \quad (7.1)$$

where κ : factor dependent on shape of beam-column joint, equal to 0.30 for a cross-shape interior beam-column joint, and 0.18 for an inverted T-shape exterior beam-column joint and an L-shape top story exterior beam-column joint;

σ_B : compressive strength of concrete,

D_j : column depth or horizontally projected length of 90 degree hook; and

b_j : effective width of beam-column joint given by Eq. (7.2)

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad (7.2)$$

where b_b , b_{a1} , b_{a2} denote the beam width, the smaller of one-quarter of column depth and one-half of distance between beam and column faces on the one side and another side of a beam

7.2.3 Lateral Reinforcement

Lateral reinforcement ratio p_{jh} of beam-column connection shall be not less than 0.002, and shall satisfy Eq. (7.3)

$$p_{jh} \geq 0.003 (V_j / V_{ju}) \quad (7.3)$$

[Commentary]

7.2.1 Design principle

(1) Beam-column joints should be designed against the severest stress combination of bending moments and shear forces at the yield mechanism assuring design. The location of yield hinges in a structure have been fixed at the design stage for the beam-column joints, then the non-hinge members including the joints should be designed for the stresses which are calculated by using the upper bound strengths at yield hinges. Hinge location of a beam is in principle at a face of column, but sometimes it is moved towards a center part of the beam in order to improve anchorage and bond of beam bars in the joint. In any case the upper bound strengths of yield hinges should be used for the design of joints.

The upper bound strengths of yield hinges are usually different in the loading direction; i.e., direction from right to left or left to right, then the joint should be designed against the severest condition.

The upper bound strength of yield hinge is defined as the upper bound flexural strength in the section 5.4. The section describes that the effects of 1) actual strength of longitudinal bars increasing from their nominal strength, and 2) reinforcement in floor slabs whose effective widths expand according to drift level of the story should be taken into account in calculating the upper bound flexural strength.

(2) Design shear force, V_j , for the beam-column joint in a structure with a strong column-weak beam mechanism is obtained by Eq. C7.1 [see Fig. C7.1]

$$\begin{aligned} V_j &= T + C_s' + C_c' - V_c \\ &= T + T' - V_c \end{aligned} \quad (\text{Eq. C7.1})$$

In a T-shaped exterior beam-column joint, $C_s' + C_c' = T' = 0$ is assumed. Shear from columns, V_c , is defined as the average of shear forces in the upper and lower columns, and is obtained by Eq. C7.2 using the upper bound strengths of beam hinges.

$$V_c = 2 (l_b M_b / L + l_b' M_b' / L') / (l_c + l_c') \quad (\text{Eq. C7.2})$$

where M_b , M_b' : moments of left and right beams at the faces of column;

l_b , l_b' : span lengths of left and right beams;

L , L' : clear span lengths of left and right beams; and

l_c , l_c' : heights of upper and lower columns

The design shear force for the beam-column joint, V_j , at the top story calculated on the assumption that $V_c = 0$ gives safe side result.

As for a beam-column joint in a structure with yield hinges in columns, the upper bound strengths of column hinges dominate the design of the joint, so the design shear force, V_j , is given by exchanging beam forces for column forces in Fig. C7.1. The beam-column joint at the first floor level in a building with a basement floor should be designed using the upper bound strength of bottom end of the first story column and the design stress of top end of the basement column provided as a non-hinged member. For T-shaped joints in the top story or the bottom story, the design shear force of joint would be given by exchanging beam forces for column forces in inverted T-shaped exterior beam-column joints shown in Fig. C7.1. Axial force of column could be ignored because the shear force of beam-column joint is determined from bending moments and shear forces of adjacent members. The design forces produced by intermediate longitudinal reinforcement in a column with a yield hinge should be added to the forces of T and C' in Eq. C7.1 according to the intended rotation angle at the hinge region. The shear force calculated by above method is the vertical shear force, V_{jv} , and the lateral shear force, V_{jh} , could be obtained by Eq. C7.3 approximately, if necessary.

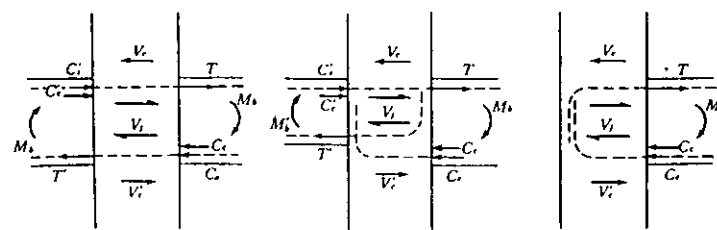


Fig. C 7.1 Internal stress resultant of joint.

$$V_{jh} = V_{jv} (D_b / D) \quad (\text{Eq. C7.3})$$

where V_{jv} : vertical shear force;
 D_b : depth of beam; and
 D : depth of column

(3) All beam-column joints at and above the ground floor level of a structure should be designed according to the provisions of this chapter. Similarly to the design for columns, the design forces are desirable to be determined considering lateral loads acting simultaneously in two directions. The shear force in a beam-column joint subjected to the lateral loads in two directions is estimated by superposing the forces at yield mechanism in each direction, and is larger than that obtained from one directional load.

On the contrary, there are few research on the shear strength of beam-column joint subjected to any directional lateral loads. Especially there are very few research on the behavior of shear failure in beam-column joint prior to yielding of the beams or columns. As shown in Fig. C7.2, test results on three-dimensional interior beam-column joints subjected to bidirectional load reversals show that the shear strength of joint in 45 degree direction was larger than that in the main direction (beam axial direction) under no column axial force, but was not larger than that under large column axial force ($\sigma_n / \sigma_B = 0.2$) [Ref. 7.6]. The bidirectional shear strength diagram of column is represented as an ellipse. If this characteristic could be applied to beam-column joints, it would not be necessary for design of joints to consider the strength reduction due to the effect of bidirectional loads. The shear strengths and the story drift capacities of three-dimensional beam-column subassemblages after yielding at the four beam ends do not show large differences between the beam axial direction and the 45 degree direction. Therefore the guidelines allow to design a joint only in each beam axial direction, when enough shear strength is provided to the joint. Further researches on the shear strength of joint in any direction are necessary.

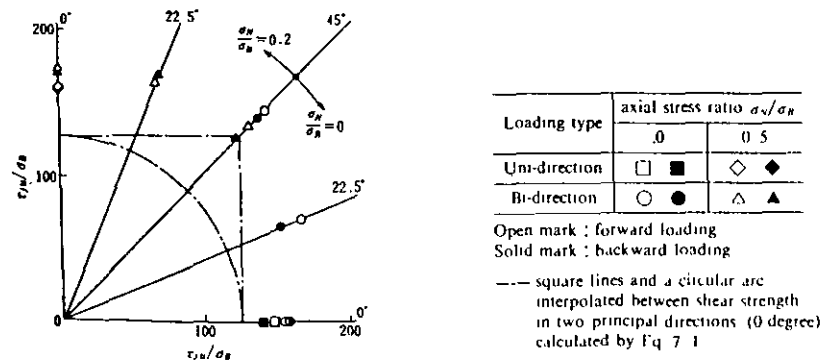


Fig. C 7.2 Bidirectional shear strength interaction of interior joint.

Since the joint surrounded by structural walls does not subject to so large shear in the direction of wall plane, it is not necessary to design for such joint. The joint adjacent to a structural wall, such as boundary beam-column joint in a wall, would be designed as a part of a boundary column in a wall for lateral loads in direction of the wall plane, and be designed for the embedment of longitudinal reinforcement of the boundary beam, so that it is allowed to design such joints for the transverse lateral load independently.

7.2.2 Shear Strength of Beam-Column Joint

Shear strength of beam-column joint should be based on the strength multiplying the upper bound shear stress dependent on the shape of beam-column subassemblage by the effective shear resisting area.

(1) Shear resisting mechanism

The shear resisting mechanism in beam-column joint can be considered to consist of a diagonal concrete strut action and a truss action [Ref. 7.7]. This is almost the same shear resisting mechanism as for beams and columns. The diagonal concrete strut action is the stress transferring mechanism by a diagonal compression strut of concrete connecting a pair of compression zones at the corners of joint produced by bending moments of beams and columns. The truss action is the stress transferring mechanism by tensile resistance of lateral and vertical reinforcements in the joint and by compressive resistance of uniform diagonal concrete strut in the joint panel. The truss action depends also on the bond stress transfer along the column and beam longitudinal reinforcements in the joint, so that bond deterioration reduces the stress transferred by the truss action. Previous test data show that the effect of lateral reinforcement in beam-column joints on the shear strength are not so much and the failure of diagonal compression strut of concrete dominates the strength. Therefore the guidelines have the limitation of working shear stress of concrete to prevent shear failure.

Interior joint test results of 68 specimens, tested during the period of 1966 to 1988 in Japan and other countries, were compared with actual concrete strength in Fig. C7.3. Twenty-four specimens showed shear failure in joint prior to the yielding of beams (solid triangle symbols in Fig. C7.3; J-type), and forty-four specimens showed shear failure in joint after the yielding of beams (open circle symbols; BJ-type). The vertical axis is the nominal shear stress of joint, τ_{ju} , which is the amount of maximum strength divided by the product of b_j and D_j defined in the section 7.2.2. The value of b_j in J-type takes the average width of column and beam. The horizontal axis is compressive strength of concrete cylinder, σ_B . The range of σ_B for all specimens is from 100 to 550 kgf/cm² and that of J-type is from 100 to 400 kgf/cm². The lower bound of τ_{ju} could be estimated to be 0.3 σ_B . Shear strengths of BJ-type are dominated by the flexural strength of beams. Though some of them were lower than 0.3 σ_B , shear failure occurred due to the increment of deformation. The deformations at shear failure in BJ-type specimens except for one specimen with very small shear span ratio were more than 1/50 in story drift which is the assurance deformation in the guidelines. Therefore shear failure in joint could be avoided when the joint shear stress is kept to be less than the joint strength of J-type specimens.

Although the shear strengths of beam-column joints plotted in Fig. C7.3 include the effect of shear reinforcement in them, the figure shows that the shear strengths increase mainly with compressive strength of concrete. Equations described the relation of shear stress and specified concrete strength were proposed previously, but most of them underestimate the shear strength in the range of

high compressive strength of concrete. Equation 7.1 is proposed modifying this tendency, in which the shear strength of beam-column joint is proportional to the compressive strength of concrete considering that shear failure is due to compression failure of concrete strut. The average ratio of τ_{ju} to σ_B is 0.345 and its deviation is 0.051 in J-type specimens. The value of 0.3 is proposed as the coefficient " κ " in Eq. 7.1. Consequently more than 80% of interior beam-column joints designed by Eq. 7.1 will have the shear strength of more than $0.3 \sigma_B$.

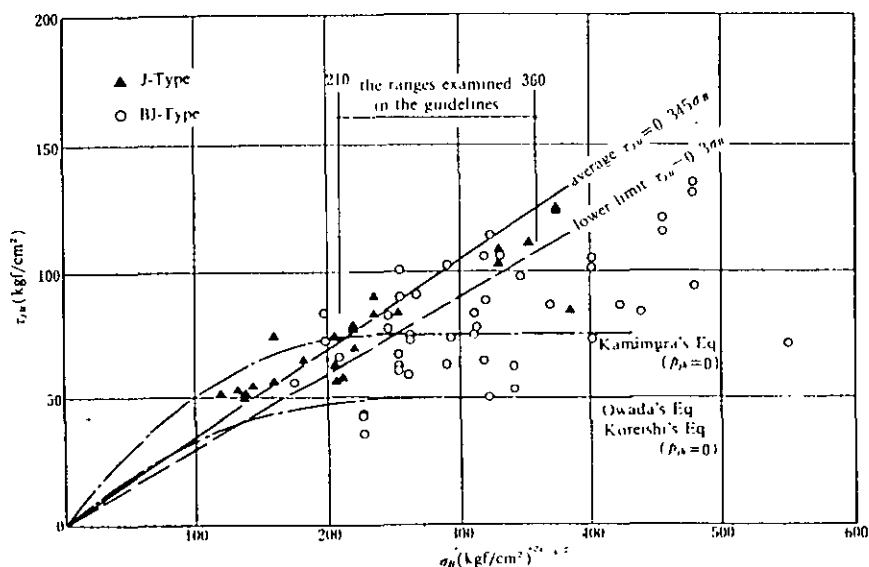


Fig. C 7.3 Average joint shear stress vs. compressive strength of concrete of interior joint with cross-shape subassemblage.

As for T-shaped exterior beam-column joints as well as interior joints, test data on shear strength are summarized in Fig. C 7.4. There are only five specimens of J-type and seven specimens of BJ-type. Other specimens failed in anchorage of beam bars or in flexural yield of beams. The average ratio of τ_{ju} to σ_B is 0.194 and its deviation is 0.013. Proposed value of κ in Eq. 7.1 is 0.18. More than 80% of exterior beam-column joints designed by Eq. 7.1 will have the shear strength of greater than $0.18 \sigma_B$.

The first order regression relationship among test data would be described as $\tau_{ju} = 0.249 \sigma_B + 19.2$ in kgf/cm^2 for the interior joints and as $\tau_{ju} = 0.105 \sigma_B + 21.9$ in kgf/cm^2 for the exterior joints. Judging from these regression relationships, Eq. 7.1 gives a high shear strength in the range of high compressive strength of concrete. The reason why the relation of shear strength and concrete compressive strength is expressed with a proportional expression is that such type evaluation is simple and practical for structural design, then it should be noticed that the upper bound of the specified design compressive strength of concrete is 360 kgf/cm^2 . The coefficient of κ should not be used in the case that compressive strength of concrete is more than 360 kgf/cm^2 .

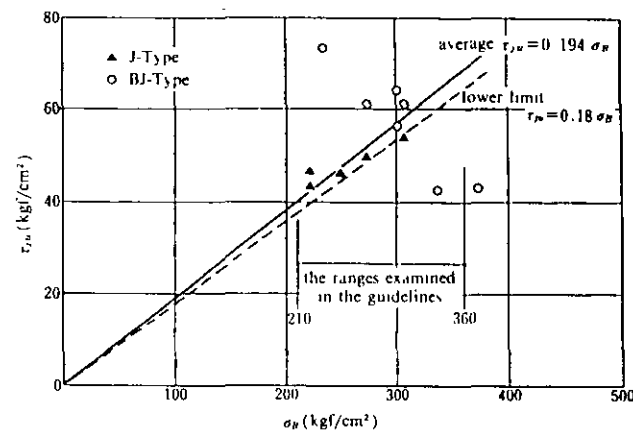


Fig. C 7.4 Average joint shear stress vs. compressive strength of concrete of exterior joint with a rotated T-shape subassemblage.

(2) Effective width b_j and effective depth D_j of beam-column joint

The effective width of joint, b_j , should be obtained by adding a beam width to an effective width of column [refer to Fig. C 7.5]. The effective width of column is defined as the smaller of a half distance from beam side face to column face and one-fourth of the column depth on either side of the beam. In other words, the effective width, b_j , is based on the average width of beam and column, and is limited to the sum of beam width and one-fourth of column depth, assuming that joint stresses are effectively transferred through a zone covered by four lines with their angle of $1/2$ radian from each side face of beam. This concept considers that when the beam width is very narrow against the column width or the beam connects eccentrically to the column, some part of column volume in beam-column joint far from the side face of beam does not contribute to shear strength. According to this definition on the effective joint width, it takes the average width of the beam and the column, no matter how eccentrically the beam connects to the column, when the beam width is more than a half of column width for a square column. And also it often takes the sum of the beam width and one-fourth of the column depth, when the beam width is less than a half of the column width or the beam connects to the longest side of the rectangular column. In the case that a width of beam or column is different from a width of the opposite beam or column of the joint respectively, or a couple of beams connect to a column with eccentricities different from each other, it is necessary to define another effective widths for those beam-column joints by understanding the formation of compression strut in the joints. For example, the joint with two different widths of beams takes the average width of them as b_j in Eq. 7.2. Further researches on this field are required.

The effective depth for interior beam-column joint may take column depth, D . In previous researches on beam-column joints, the effective joint depth took conventionally the moment arm of column, j_c , ignoring the effect of axial force on the arm length. It is seemed to be the same method as evaluating shear strength of beams or columns. Shear strength of beam-column joint would depend

on the diagonal compression strut of concrete which links both compression edges in the joint adjacent to the ends of beams and columns, so that it is reasonable to take the horizontal length of joint as the effective depth and also such manner is simple to calculate the strength. The effective depth for a T-shaped exterior beam-column joint takes the horizontally projected length from the outside of 90-degree hook to the beam end or the horizontal length from the beam end to the end of steel anchor plate in case of using mechanical anchorage. This is based on the same concept taking the horizontal length of compression strut of concrete as the effective depth for the interior beam-column joint

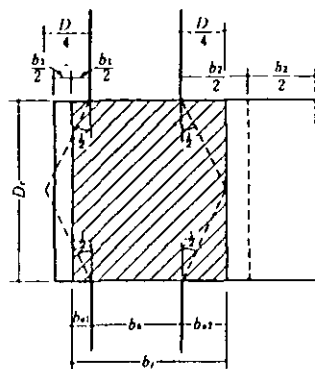


Fig. C 7.5 Defined effective width of beam-column joint, which is used in case of eccentric joint and/or different widths between beam and column.

(3) The confinement effect of transverse beams on beam-column joint

From the beam-column joint tests with non-loaded transverse beams it is well known that the transverse beams make the joint stiff and strong. Figure C7 6 shows the test data concerning the relationship between coverage ratio of a joint by transverse beams, λ , and shear strength magnification, β , of a joint with transverse beams to a joint without them [Ref 7.8]. The solid parabolic curve shows the relationship.

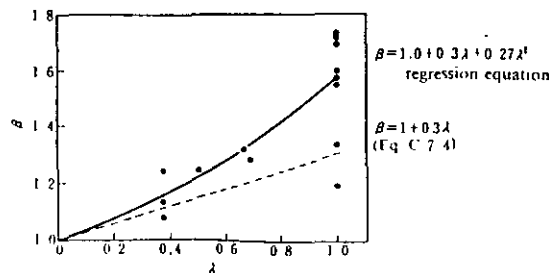


Fig. C 7.6 Relationship between shear strength magnification β and coverage ratio by transverse beams.

In existing buildings, however, the beam-column joint with beam hinges subjected to bidirectional forces during an earthquake can not be confined so much by the transverse beams, because they also have yield hinges and cracks on the beam ends. The confinement effect by transverse beams on shear strength of a beam-column joint is not taken into account, because the guidelines treat a structure with a beam hinge mechanism. However, only if transverse beam bars are assured not to yield at the column face of the interior beam-column joint by forming a column yield mechanism or forming beam yield hinges located far from the column faces, the shear strength could be increased by the factor β expressed in Eq. C7.4

$$\beta = 1 + 0.3 \lambda \quad (\text{Eq. C7.4})$$

where $\lambda = \Sigma (b_{Lb} \cdot D_{Lb}) / 2 (D_b \cdot D)$, in which b_{Lb} , D , D_b and D_{Lb} denote the width of transverse beam and depths of column, beam and transverse beam, respectively.

For the beam-column joint with a transverse beam in one direction, strength increment should not be allowed. As shown in Fig. C7 4, Eq. C7.4 gives the lowest prediction to scattering test data.

Equation 7.1 does not consider the effect of transverse beams on the shear strength of beam-column joint, because many beam-column joints in a structure designed by the guidelines have yield hinges at beam ends of all directions in principle, and the confinement effect of transverse beams cannot be expected. However interior beam-column joint test specimens with transverse beams after subjected to two times cyclic drift angle of 1/75 indicated a larger strength than that without transverse beams [Ref. 7.9]. And floor slabs also have the effect on confining the beam-column joint. So it is possible for transverse beams with yield hinges to increase a shear strength under low stress levels in the transverse beams. The relation between stress level of transverse beams and application of Eq. C7.4 should be discussed in future. The strength increment factor different from Eq. C7.4 may be used when the factor is obtained from an appropriate experiment.

7.2.3 Lateral Reinforcement

(1) Recent researches show that there is not so large effect of lateral reinforcement in a beam-column joint on its shear strength. Figure C7.7 plots the relationship between the strength ratio of shear strength to concrete strength, τ_{ju} / σ_B , and the product of the amount of lateral reinforcement and its strength, $p_{jh} \sigma_y$. The points linked by a solid line mean the specimens which were tested by the same researcher in a test series varied only the amount of $p_{jh} \sigma_y$. According to Fig. C7.7 it is very difficult to recognize the effect of lateral reinforcement on the shear strength except for a few cases. The guidelines make sure that the role of lateral reinforcement in a joint is to keep the stiffness and ductility of joint but not to increase the shear strength of joint. Then the minimum amount of lateral reinforcement is given in proportion to the ratio of design shear to shear strength of a beam-column joint.

Some foreign codes require more amount of lateral reinforcement than that required in this section, however it is difficult to arrange large amount of lateral reinforcement more than 0.3% by only hoop reinforcement and also is difficult to add sub-ties to beam-column joint against Japanese conventional construction method. This is the reason why the minimum amount of joint lateral reinforcement is 0.2%, and the amount of lateral reinforcement of 0.3% is required for the joint whose design shear stress is nearly equal to its shear strength. It is desirable to establish a reasonable design

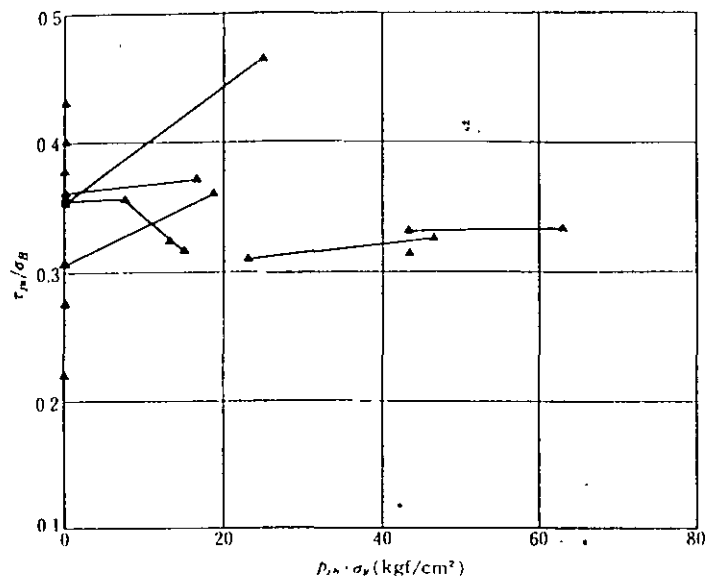


Fig. C 7.7 Shear strength of interior joint divided by concrete strength vs. product of lateral reinforcement ratio and its yield strength.

method for lateral reinforcement in a beam-column joint considering the effect of column axial force and bond strength, the required deformation capacity of yield hinge adjacent to the joint, and anchorage strength of hooked bars in T-shaped exterior joint

(2) Design for vertical reinforcement in a beam-column joint is not required in the guidelines, because usual columns would have at least a intermediate longitudinal bar in each column face and the bar works as the vertical shear reinforcement. The effect of vertical shear reinforcement on joint shear strength is not clear yet, but test results of T-shaped exterior joints show that the lateral and vertical shear reinforcement arranged with well balance and a large axial force of column prevent a shear failure of joints after yielding of the beams [Ref 7 12]. The intermediate column bars of joints with yield hinges in beams are useful to resist joint shear force because the bars are not subjected to so large tension by the column end moments, but the bars of joints with yield hinges in column may not be useful. Therefore it would be necessary to arrange additional lateral shear reinforcement instead of the vertical shear reinforcement for the joints of the latter.

7.3 Anchorage of Beam and Column Reinforcements

7.3.1 Anchorage Method

Longitudinal reinforcement of beam with an intended yield hinge, as a general rule, shall pass through the column core of the beam-column joint or shall be anchored into column core of the beam-column joint with a 90 degree hook. Development length of a bar shall be counted from the critical section at the column face or at the top and bottom beam faces.

7.3.2 Anchorage with 90-Degree Hook

Development length shall conform to requirements in Chapter 9. Beam longitudinal reinforcement shall be extended beyond the mid-depth of column with a 90-degree hook. Extension of a 90 degree hook shall be placed in the beam-column joint.

7.3.3 Bars Passing through Joint

When longitudinal reinforcement of beams or columns with intended yield hinges at both faces of joint passes through the joint, bar size to member depth ratio shall be determined not to cause significant stiffness reduction or slip-type hysteretic behavior under load reversals.

[Commentary]

7.3.1 Anchorage Method

(1) Longitudinal reinforcement of beam normally passes through an interior joint and is anchored with 90-degree hook in an exterior joint. It is desirable to avoid the bond deterioration, because yielding of the beam longitudinal reinforcement is liable to penetrate into the joint and to deteriorate bond resistance along the reinforcement, consequently it causes also deterioration of hysteretic energy dissipation. The bond deterioration may be delayed in the interior joint by passing the beam reinforcement in the confined concrete core, and by limiting the bond stress level in design. The limitation of bond stress level is specified in 7.3.2 and 7.3.3.

(2) Joint cover concrete adjacent to a loaded beam may spall out or fail in punching shear with cone-shape by tension of beam reinforcement, resulting in a reduction of development length. The development length is necessary to be evaluated at the face of core concrete in joint if such phenomenon would occur from early stage. Anchorage capacity of a bar subjecting to compression force does not reduce so much than that under tensile force.

This guidelines adopts the way as the critical section for calculating the development length of a bar is taken at the face of column conventionally, because spalling of cover concrete or reduction of bond resistance after bar yielding is affected by many factors and these behaviors are not so clear

7.3.2 Anchorage with 90-degree Hook

(1) According to T-shaped exterior beam-column joint tests where beam bars were anchored with 90-degree hooks, local compression failure of concrete inside the bar bends or splitting failure of cover concrete beside the bar bends were reported as the failure mode of anchorage, even if the difference of failure modes between anchorage and joint shear were not clearly distinguished. The

failure of anchorage should be prevented, because it causes the rapid strength reduction and the poor energy absorption in hysteretic characteristics

The required development length is specified in Chapter 9. According to recent studies, strength of anchorage depends on the horizontal projection length of a beam bar including the bend portion, but it does not relate to the vertical extension of the beam bar beyond 12 times bar diameter, d_b . Then it is better to locate a hook as outside as possible in order to get as long horizontal development length as possible and to extend the beginning of bent at least beyond the mid-depth of column.

The strength of anchorage with hook is affected by many kinds of factors, such as a radius of hook and a thickness of cover concrete in a beam-column joint. Some of the proposed equations on anchorage strength are based on the strength estimated by the sum of bond resistance along the horizontal development and anchorage resistance at the bent portion. Equation C7.5, however, evaluates a local compressive strength of concrete, f_{bcar} , at the inside of hook as the anchorage strength, P , assuming that bond deterioration of horizontal part of a bar will occur soon after the yielding of beam

$$P = w d_b f_{bcar} \sin \theta h / (h - j) \quad (\text{Eq. C7.5})$$

where $w = \beta \sqrt{2} r \cos (\pi / 4 - \theta)$

$$\theta = \tan^{-1} (l_{dh} / j)$$

$$l_{dh} = l_1 + r + d_b$$

$$\beta = (r / 3d_b)^{0.84}$$

$$f_{bcar} = \alpha \gamma \sqrt{\sigma_B}$$

$$\alpha = 16.1 C_0 / d_b$$

$$\gamma = 1 + 30 A_s / (l_1 s)$$

in which d_b : diameter of bar,

h : distance of horizontal support of column;

r : radius of hook;

σ_B : compressive strength of concrete,

l_1 : development length of straight portion;

A_s : sectional area of lateral reinforcement,

s : spacing of lateral reinforcement,

j : moment arm of beam; and

C_0 : thickness of cover concrete from column face to center of bar. All parameter above are measured in kgf and cm

The average ratio of experimental strengths to calculated strengths by Eq. C7.5 is 0.95 and its deviation is 0.18. The test data used in this evaluation consist of those of 73 specimens. Equation C7.5 is provided only for the bar at the extreme edge, and further discussion is necessary on the evaluation of group effect of multi-bars including intermediate bars.

(2) To prevent congestion of bar arrangement in a beam-column joint with bent down hooks for top bars and bent up hooks for bottom bars of a beam, U-shaped bar arrangement is used practically in which both the ends of the top and bottom bars are connected in the joint [Ref. 7.15]. Sometime it occurs that an extension of hook is placed below/above a beam-column joint or enough horizontal

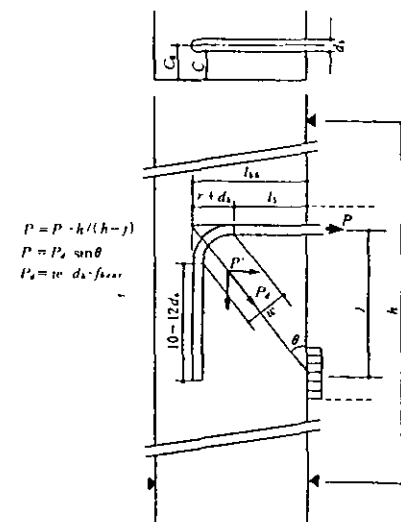


Fig. C 7.8 Definition of variables used in Eq. C 7.5 which evaluates anchorage strength of 90-degree hooked beam bar.

projection length cannot be provided within the joint. In these cases, shear failure or anchorage failure in the joints is prevented by ways that transverse reinforcement placed at just inside of the hook can resist against the large local compression due to the hook and the lateral reinforcement placed beside the hook can transfer the beam tension to the backside of column [Ref. 7.16]

Cover concrete on backside of column spalls off so easily that the extension of hook reduces its anchorage strength in case that the extension is placed in the same layer as the extreme bars of column. There is no requirement about the thickness of cover concrete behind the extension of hook, because of few research on it. Some experiments showed the punching shear failure at the part between the column bars, when the beam bars subjected to compression force. Another experiment in which specimens had adequate distance between the layers of extension and extreme column bar (the distance was more than the spacing of column bars) prevented the anchorage failure [Ref. 7.17]. Even in this case, it is desirable that the column bars near by the extension of hook are confined by hoops or sub-ties. It had better keep the development length rather than keep the thickness of cover concrete behind the extension of hook, when it is difficult to keep enough horizontal projection length against the column depth.

7.3.3 Bars Passing Through A Beam-column Joint

The average bond stress in a beam-column joint, τ_b , of beam longitudinal reinforcement passing through the joint is described by Eq. C7.6.

$$\tau_s = a_s \Delta\sigma_s / D \phi_s \quad (\text{Eq. C7.6})$$

where $\Delta\sigma_s$: stress difference of a bar at the both faces of a joint;

D : depth of column;

a_s : cross sectional area of bar; and

ϕ_s : perimeter of bar

Using a diameter of the bar, d_b , instead of a_s or ϕ_s , Eq. C7.6 is modified to Eq. C7.7.

$$\tau_s = \Delta\sigma_s d_b / 4D \quad (\text{Eq. C7.7})$$

Beam longitudinal reinforcement in a beam-column joint with beam yield hinges at the ultimate strength stage reaches its tensile yield strength at the joint face, but does not reach its compression yield strength under the condition of large reinforcement ratio of tension bars to compression bars. In case both the tension and compression bars yield, the stress difference of a beam bar at both the faces of joint can be presented as $2\sigma_{yu}$, using the steel strength for calculating the upper bound bending strength, σ_{yu} . Bond strength is assumed to be proportional to the square root of the compressive strength of concrete, then bond strength, τ_s , is described as $\gamma \sqrt{\sigma_B}$. And substituting these relations to Eq. C7.7, Eq. C7.8 is obtained as follow:

$$D/d_b = \sigma_{yu} / (2\gamma \sqrt{\sigma_B}) \quad (\text{Eq. C7.8})$$

Here assuming that μ is equal to 2γ , Eq. C7.9 is driven as the proposed design equation

$$D/d_b \geq \sigma_{yu} / (\mu \sqrt{\sigma_B}) \quad (\text{Eq. C7.9})$$

There is no recommendation for the value of μ in the design guidelines. The New Zealand design code recommends some values to prevent the pulling out of bars certainly from a joint with yield hinges at its both faces. It is very difficult to prevent beam bars from being pulled out because of the conventional combinations of material strength, bar size and column size used usually in Japan, and then some bond deterioration is allowed in the guidelines.

The bond deterioration and pulling out of beam longitudinal reinforcement from a joint cause slip-type hysteretic behavior with poor energy absorption capacity, and also they are accompanied with the following problems. (1) large response drift; (2) large pulling out deformation prior to flexural yielding, (3) early compression failure of concrete at beam end due to large rotation at the beam end; and (4) difficulty to repair the failure of pulling out.

However, since the bond deterioration in a joint expands gradually with increment of displacement, it is expected that large and sudden strength reduction will not occur even though the bond has been lost completely in the joint, if beam bars are assured to be anchored in some places in the both beams and the compression zones of beam ends are well confined to prevent the compression failure.

The recent research [Ref. 7.1] led the μ value in Eq. C7.9 with the following process. (1) It was ascertained by the response analysis with slip-hysteresis model that hysteretic energy absorption capacities do not affect so much on earthquake responses; (2) the index of allowable slip characteris-

TABLE C 7.1 MINIMUM COLUMN DEPTH WITH BEAM BARS PASSING THROUGH A JOINT IN ORDER TO PREVENT ITS BOND DETERIORATION, SATISFYING A CONDITION OF $D/d_b \geq \sigma_{yu}/10\sqrt{\sigma_B}$

SD35	D22	D25	D29	D32	D35	D38	D/d_b
$\sigma_B = 210$	67	76	88	97	106	115	30.2
240	63	71	82	91	99	108	28.2
270	59	67	78	86	94	102	26.6
300	56	64	74	81	89	96	25.2
330	53	61	70	78	85	92	24.1
360	51	58	67	74	81	88	23.1
SD40	D22	D25	D29	D32	D35	D38	D/d_b
$\sigma_B = 210$	76	87	101	111	121	132	34.5
240	71	81	94	104	113	123	32.3
270	67	77	89	98	107	116	30.4
300	64	73	84	93	102	110	28.9
330	61	69	80	89	97	105	27.5
360	58	66	77	85	93	101	26.4

[Note]

Values of column depth are rounded up.

Upper bound strength of beam bars are as follows:

for SD35 bars : $\sigma_{yu} = 1.25 \times 3500 = 4375 \text{ kgf/cm}^2$; and

for SD40 bars : $\sigma_{yu} = 1.25 \times 4000 = 5000 \text{ kgf/cm}^2$.

tic was defined as the equivalent damping coefficient, h_{eq} , of 0.1 or more at the drift angle of 1/50; (3) the relationship between h_{eq} and bond index, $\tau_s (= \sigma_{yu} d_b / 2D)$ was investigated using experimental results, and (4) the factor of μ was proposed to be 10.0

It is noticeable that the earthquake response drift is not so much affected by the hysteretic energy absorption capacity, but the number of reversals with large response drifts increases.

Applying 10.0 for μ in Eq. C7.9, the required column depths, D, are listed in Table C7.1 in the relationship among d_b , σ_{yu} , and σ_B . In the table, the upper bound material strength is assumed for σ_{yu} , that is the stress of longitudinal beam bar at the yield mechanism assuring design.

According to Table C7.1, the column depths have become unreality in case of using large size of beam bars and the combinations of column depth and beam bar size commonly used in the current design are strictly restrained. These are from using the upper bound strength of steel and for assuring the yield mechanism. However, it is allowed for practical use to ease this restriction listed in Table C7.1 by the following reasons: (1) Dynamic response of drift using the upper bound strength is smaller than that using the reliable strength, (2) bond deterioration does not lead to serious problems comparing with the strength reduction due to shear failure, and (3) some connections are allowed to ease this restriction if the restriction is satisfied on the average in a whole structure (or at least in

every story) For the time being, μ is allowed to take 12.5 for practical use. Then 0.8D in Table C7.1 is allowed to be used.

REFERENCES

- 7.1] Kitayama, K. and H. Aoyama, "Earthquake Resistance of Reinforced Concrete Beam-column Subassemblages," Proceedings, Seventh Japan Earthquake Engineering Symposium-1986, December, 1986 (in Japanese)
- 7.2] Ohkoshi, T., "A Two-dimensional Stress Analysis of Beam-column Connections by Variational Method (Parts 1 to 3)," Transaction of AIJ, Nos 202 to 204, Dec., 1972 to Feb., 1973 (in Japanese)
- 7.3] Kusakari, T., O. Joh, and T. Shibata, "An Experimental Study on Failure of Three-dimensional Reinforced Concrete Beam-column Joints," Proceeding of AIJ Hokkaido Branch Meeting, Vol. 57, March, 1984 (in Japanese)
- 7.4] Ohtsuki, K., "A Study on Stress and Deformation of Beam-column Joints in Reinforced Concrete Frame Structure," Proceeding of AIJ Hokkaido Branch Meeting, Vol. 34, August, 1970 (in Japanese)
- 7.5] AIJ, "Research Data on Non-structural Reinforced Concrete Walls with Structural Gaps," March, 1988 (in Japanese)
- 7.6] Fujimura, M., Y. Nishimura, and K. Minami, "Behavior of Three-dimensional Beam-column Sub-assemblages under Bidirectional Loading," Proceedings of Japan Concrete Institute, Vol. 10, No. 3, June, 1988 (in Japanese).
- 7.7] Paulay, T., R. Park, and M.J.N. Priestly, "Reinforced Concrete Beam-column Joints under Seismic Actions," ACI Journal, Vol. 75, No. 11, November, 1978.
- 7.8] Ohwada, M., "A Study on Effect of Transverse Beams on Reinforced Concrete Beam-column Joints," Summaries of Technical papers of AIJ Annual Meeting, October, 1981 (in Japanese)
- 7.9] Kitayama, K., C. Kojima, S. Otani and H. Aoyama, "Behavior of Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints Subjected to High Shear," Proceedings of JCI, Vol. 11, No. 2, June, 1989 (in Japanese).
- 7.10] ACI, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318M-83)," June, 1984.
- 7.11] Standard Association of New Zealand, "Code of Practice for The Design of Concrete Structures (NZS 3101)," July, 1982.
- 7.12] Kaku, T. and H. Asakusa, "Resistance and Ductility of Exterior Reinforced Concrete Beam-column Joint," JCI Colloquium on Ductility of Concrete Structures and Its Evaluation, March, 1988 (in Japanese).
- 7.13] Fujii, S., S. Goto, S. Morita, and G. Kondo, "Behavior of 90-Degree Hooked Bar Anchorage in Exterior Beam-Column Joint, Part-2: Evaluation of Anchorage Capacity," Summaries of Technical Papers of AIJ Annual Meeting, October, 1983 (in Japanese)
- 7.14] For example; Ogura, K., T. Kameda and K. Yoshimatsu, "An Experimental Study on Exterior Beam-Column Joints," Summaries of Technical Papers of AIJ Annual Meeting, June, 1976 (in Japanese).
- 7.15] Kameda, Y. and et al., "A Study on U-Shaped Anchorage Method of Longitudinal Beam Bars

in High Rise Reinforced Concrete Frame Structure," Summaries of Technical Papers of AIJ Annual Meeting, October, 1977 (in Japanese)

- 7.16] Takeyama, N., Y. Nishimura and K. Minami, "An Experimental Study on Anchorage Mechanism of Longitudinal Beam bars in Reinforced Concrete Beam-Column Joint," Proceedings of AIJ Kinki Branch Meeting, May, 1986 (in Japanese).
- 7.17] Shibata, T., O. Joh and Y. Goto, "Bond and Anchorage Characteristics of High Strength and Large Size Deformed Rebars," Proceeding of AIJ Hokkaido Branch Meeting, Vol. 61, March, 1988 (in Japanese).
- 7.18] ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," ACI Journal, Vol. 82, No. 5, May, 1985.

CHAPTER 8 · FOUNDATION STRUCTURE

8.1 Design Actions

Design forces for foundation structures shall be determined from the design forces used for the yield mechanism assuring design of the super structure, and vertical and horizontal forces acting on both the ground floor and underground structures. Design of a foundation girder shall consider reactions that act on the bottom face of the girder according to its rigidity.

[Commentary]

Foundation structures shall safely transmit design vertical and lateral actions from the super structure to the underground structure. Since the foundation structure shall have higher structural performance than the super structure, and in principle it shall not show failure mechanism when the super structure develop a yield hinge mechanism, design loads for a foundation structure should include both the design vertical and lateral load added to the design forces used for the yield mechanism assuring design of the super structure.

As an exceptional case, a yield hinge of foundation structure shall be allowed as the total yield hinge mechanism. Load carrying capacity at the yield hinge mechanism should be clearly calculated in this case, and the foundation structure should be provided with sufficient ductile. For an example, in case that a shear wall is directly supported by a footing system, the ultimate capacity by uplifting of the shear wall is clearly estimated [Ref. 8.1], and then the total yield hinge mechanism associating with the uplifting of the shear wall can be allowed. The foundation girders or beams, however, should be designed in order to be provided with sufficient ductility.

In case that the foundation girder is designed as a non-hinged member, the moment developed at the pile top in accordance with the boundary condition of pile and foundation girder shall be taken into account.

8.2 Design of Foundation

Reliable strength shall be used in the design of structural members in the foundation

[Commentary]

Reliable strength of the foundation structure should be defined so that an excessive deformation shall not develop in the foundation system. The design criteria shall be referred to the materials in the following "Recommendations for Design of Building Foundations (revised in 1988)" [Ref. 8.2] and "Ultimate Strength and Ductility in the Seismic Design of Buildings" [Ref. 8.3] published by the A.I.J.

Reliable vertical strength of a footing foundation shall be defined considering allowable deformation. In case when liquefaction will be expected, adequate countermeasures shall be taken.

Reliable strength shall refer to an ultimate supporting capacity of piles. Evaluation of reliable strength of piles shall be also defined by an applicable settlement of piles that shall be reasonable to the super structure. Piles supporting the foundation of shear wall should be checked their safety against the overturning moment of the shear wall. The total yield mechanism by uplifting of a shear wall can be regarded as one of preferable yield mechanisms. In this mechanism, however, if the pull-out capacity of piles could be not correctly evaluated, the failure mechanism of the shear wall could change from the planned mechanism.

For evaluation of the pull-out resistance of piles, the following items shall be considered:

- (1) tensile longitudinal strength of piles,
- (2) capacity of the pile-footing joint;
- (3) friction capacity between piles and soils, and
- (4) capacity of the footing when pulling out of the pile occurs

Friction of the foundation base shall be included as the horizontal resistance of the foundation. The passive soil pressure might be counted for the resistance for the buried foundation. It is commonly known that buildings with a basement floor reveal better seismic performance than those without a basement. Passive soil pressure and side friction to foundation structure are examined in the reference [8.4]. This reference, however, discusses issues for the working stress design.

For the design of piles against horizontal forces assuming that pile-cap is fixed, the piles of which ductility capacities are inferior shall not yield in flexure nor fail in shear. The piles whose ductility capacities are superior shall not develop a failure in shear after yielding in flexure.

Major horizontal resistance of piles will be based on both strength and rigidity of the top of the piles. Considering the damage of piles observed during the earthquakes [Ref. 8.5], the top zone of piles shall be adequately strengthened by both longitudinal and lateral reinforcing bars.

When the pile top joints and the footing are designed under the condition of free rotation, the joint of pile and footing shall be designed paying much attention to the detail of arrangement of reinforcing bars. There are some cases that the footing-column joints designed as a pin-connected joint suffered damage during an earthquake on the possible reason that they were actually worked as a fixed joint in construction.

Both flexural and shear capacities of a pile shall be calculated by the method introduced in Chapters 5 and 6. For the calculation of a steel jacked pile, the effect of corrosion of steel should be considered [Refs. 8.6 and 8.7].

8.3 Embedment Depth of Foundation

Foundation of a structure shall be placed with a sufficient embedment.

[Commentary]

Deep embedment of a foundation gives predominance of structural safety and reduction of horizontal forces to the foundation. It is often recommended that the embedment depth of a foundation shall be taken larger than 8 percent of the total height of the building. Further research and development shall be needed for further examination on the theme discussed hereby.

8.4 Design of Foundation Girders

Foundation girders, as a general rule, shall be designed rigid

[Commentary]

A foundation girders shall be, in principle, designed as a non-hinge members. It may be desirable that a yield hinge is formed at the end of a foundation girder to develop a beam sidesway yield mechanism. On the other hand, however, considering the following two items described in the following, planning of yield hinges in the foundation girders is not recommendable: (1) The foundation girders are embedded under the ground; and (2) the foundation structure should support safely the super structure.

Therefore, yield hinges in the foundation girders are not desirable except the ends of the girders that are connecting to structural walls

8.5 Design of Pile Cap

A pile cap shall be designed carefully not to deteriorate the capacities of a pile and its connection to the foundation slab and girder

[Commentary]

Flexural moment and tensile axial force of a pile cap due to the horizontal load shall be transferred to the foundation slab and girder. The pile caps shall be embedded fully into the foundation slab and a sufficient anchorage capacity shall be ensured. It is considered that the horizontal force would be transmitted from the foundation slab to the pile cap by the dowel action at the cross section of embedment portion of the pile. Structural details and reinforcing arrangement of a pile cap are described in the reference [8.5].

Further discussion will be required on the theme whether piles shall positively share horizontal loads or not. One can point out that the piles should support the vertical loads performing no horizontal capacities. In this case, less attention shall be paid for the damage of piles. However, one should establish other possible countermeasures to transfer the horizontal forces acted on the super structure to the supporting soil through the foundation structure, and should pay much attention on the connection of the pile caps and foundation slabs

8.6 Liquefaction

Possibility of liquefaction shall be examined through investigation on the supporting soil, and shall be taken into the design

[Commentary]

In case that soil that supports the foundation consists of fine sand and is saturated, or is under the conditions equivalent mentioned above, it is required that the soil liquefaction shall be carefully investigated. Sand layers that meet the following conditions will be subjected to liquefaction with a high probability:

- (1) less than 15–20 meters deep from the ground level, and the effective pressure is less than 20tonf/m²;
- (2) comparatively homogeneous, and of composed of medium size grains with the containment ratio of silt and clay less than 10%;
- (3) is located below the groundwater level, and is saturated with water; and
- (4) relative density of sand less than 75%, and the N value obtained from the standard penetration test is relatively small

REFERENCES

- 8.1] Kato, D. "Study on the Seismic Design of Reinforced Concrete Frame with Rotating Shear Wall," Doctor Theses submitted to the University of Tokyo, Dec., 1984 (in Japanese).
- 8.2] "Recommendations for Design of Building Foundations," Architectural Institute of Japan, Dec., 1974 (in Japanese)
- 8.3] "Ultimate Strength and Deformation Capacity of Buildings in Seismic Design," Architectural Institute of Japan, 1981 (in Japanese).
- 8.4] "Design Criteria of Building Foundations due to Earthquake Forces," Building Center of Japan, 1984 (in Japanese).
- 8.5] "Reconnaissance Report of Damage Due to the 1978 Miyagiken-oki Earthquake", Architectural Institute of Japan, May, 1980 (in Japanese)
- 8.6] "Design Criteria of Steel Composite Piles," Research Center for Land Development Technology (in Japanese).
- 8.7] "Plastic Design Criteria of Steel Structures," Architectural Institute of Japan, Nov., 1975 (in Japanese).

CHAPTER 9 · REINFORCEMENT DETAILING

9.1 Scope

Provisions of this Chapter shall apply for design of lateral reinforcement detailing, anchorage and splicing. Unless otherwise specified in this Chapter, general detailing requirements about bar sizes, bar spacing, concrete cover, and standard hooks shall conform to the "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures," the "Japanese Architectural Standard Specification for Reinforced Concrete Work, JASS-5," and the "Guidelines for Reinforcement Detailing" by Architectural Institute of Japan.

[Commentary]

In the guidelines proposed, one reinforcement detailing is specified for the hinge end, and another for the non-hinge end. The detailing proposed herein will require higher performance than that specified in the conventional standards or guidelines, which requires greater amount of lateral reinforcing bars or more sophisticated placement of lateral bars.

The detailing for anchorage, development length of longitudinal bars are, as a general rule, examined based on an ultimate strength design procedure. Unless specified within this Chapter, general detailing shall be established in accordance with the Standards, Standard Specification, Guidelines and others published from the AIJ [Refs. 9.1-9.4].

9.2 Placement of Lateral Reinforcement

9.2.1 Lateral Reinforcement

Lateral reinforcement is placed as shear reinforcement and confining reinforcement. The amount, shape and spacing of reinforcement are separately specified for the yield hinge and non-yield hinge regions, respectively. Deformed bars of size greater than or equal to 10mm (D10) or deformed PC bars of nominal diameter greater than or equal to 6.4 mm shall be used as lateral reinforcement.

9.2.2 Shape, Arrangement and Spacing

Lateral reinforcement shall be made in shape and arrangement effective to confine concrete and longitudinal reinforcement. Maximum spacing shall satisfy the values listed in Table 9.1.

TABLE 9.1 MAXIMUM SPACING OF LATERAL REINFORCEMENT (unit : cm)

Location	Type and Size	Hinge Region	Non-hinge Region*1
Column*2	Deformed bars D10*3	10	15
	Deformed bars larger than D10*4	15 and 6 d_b	20 and 8 d_b
Beam	Deformed Bars D10*3	15	20
	Deformed Bars larger than D10*4	20, 8 d_b and D/3	30, 10 d_b and D/2
Wall Panel	Deformed Bars D10 and larger	30	30
Beam-Column Connection	Deformed Bars D10*3	—	15
	Deformed Bars larger than D10*4	—	20 and 8 d_b

[Note] d_b : bar diameter; and D: beam depth.

*1 including region outside of a yield hinge region

*2 including boundary columns

*3 including deformed PC bars larger than or equal to 6.4 mm and less than or equal to 9.2 mm in nominal diameter

*4 including deformed PC bars larger than or equal to 11 mm in nominal diameter

9.2.3 Yield Hinge Region

Yield hinge region shall be as follows:

- (1) in beams, region within 1.5 times beam depth from column face toward beam center;
- (2) in columns, region within 1.5 times column depth from beam face toward column center; and
- (3) in structural walls, region within 1/6 of total height from the wall base or horizontal width, whichever larger, but not higher than the bottom of the third floor beams.

[Commentary]

9.2.1 Lateral Reinforcement

(1) Definition of Lateral Reinforcement

In Japan, the reinforcement arranged orthogonally to the longitudinal reinforcement is termed as "hoop" in columns, and "stirrup" in beams. In addition, auxiliary reinforcement provided for longitudinal reinforcement in the intermediate part of cross section is termed as "supplemental stirrup," "sub-tie," "sub-hoop" or "supplemental hoop." These reinforcements are provided mainly to resist shear force, and for this reason they are generally termed as "shear reinforcement." The "wall reinforcement" placed in walls is also one form of shear reinforcement. Various examples of hoops,

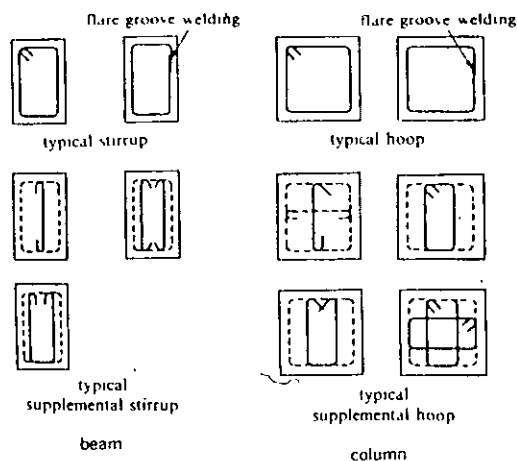
ties and stirrups are shown in the "Guidelines for Reinforcement Detailing" published by the AIJ. (Fig. C9.1) In the guidelines the term "lateral reinforcement" as well as "shear reinforcement" is used.

The lateral reinforcement placed orthogonally to the longitudinal reinforcement plays the following four roles

- i) to resist shear forces,
- ii) to prevent buckling of the longitudinal reinforcement,
- iii) to confine the core concrete; and
- iv) to prevent bond splitting

However, it is not possible to calculate the amount necessary or to design the reinforcement configuration required for each of these roles. The shear reinforcement calculated in accordance with Chapter 6 of the present guidelines, can also be expected to simultaneously perform the four roles above. However, the effect of roles ii) – iv) on the member's deflection capacity will vary depending on the shape and arrangement of shear reinforcement even though the amount is the same. Additionally, it is necessary for members with high axial load to provide a large amount of lateral reinforcement to prevent buckling of longitudinal reinforcements and to confine the core concrete in order to achieve the required deflection capacity. In this case the roles ii) and iii) above become the most important.

This chapter mainly specifies the shape, spacing, and arrangement of reinforcement necessary to ensure the assurance deflection of members. In other words the detailing for confining reinforcement which plays the role of shear reinforcement as well is specified. This type of multi-role reinforcement is termed "lateral reinforcement"



[Note] 180° hook may be replaced by 135° hook

Fig. C9.1 Shape and name of shear reinforcement.

(2) Basic Design Policy for Lateral Reinforcement

The basic design policy for lateral reinforcement in yield hinge region is to determine the necessary amount, spacing and arrangement of reinforcement to ensure the deflection capacity larger than the assurance deflection. In the present design guidelines, the assurance deflection for buildings is taken as 1/66 for frame structures and 1/75 for shear wall structures in terms of deflection angle (see the Commentary section 4.4.5). Referring to experimental data, provisions of reinforcement detailing for hinge regions are given in this chapter for achieving target deflection capacity of members given below corresponding to the values above.

- i) for columns and general beams : 1/50;
- ii) for boundary beams connected to shear walls : 1/40; and
- iii) for shear walls : 1/75.

For columns carrying high axial loads, or shear walls with boundary columns subjected to high axial loads, special considerations of lateral reinforcement are necessary so as to provide sufficient confinement effect in order to obtain the deflection capacity described above. In such members the hinge region is considered be special, and it must be dealt in a different manner from that of normal hinges. Also, for boundary beams connected to shear walls, while it is expected that these will sustain greater deformation than general beams, this effect has already been taken into account in the calculation of the required shear reinforcement introduced in Chapter 6, and the provisions of the Chapter 6 provide adequate assurance of deflection capacity without any special details. Hence, hinges in these boundary beams are treated as normal hinges. Regarding the lateral reinforcement in members without yield hinges, or in non-hinge regions in members with yield hinges, it is sufficient to arrange the required lateral reinforcement provided with the Chapter 6 in accordance with the spacing provided in the section 9.2.2.

9.2.2 Shape, Arrangement and Spacing of Lateral Reinforcement

(1) Shape and Arrangement of Lateral Reinforcement

In order to ensure the confining effect of lateral reinforcement provided in hinge regions to confine both the longitudinal reinforcement and concrete, it is essential to arrange the lateral reinforcement in a closed shape around the perimeter of the longitudinal bars confining corner bars and also to arrange lateral reinforcement to confine intermediate longitudinal bars within the section. By confining all the longitudinal bars, the best confining effect will be achieved. Lateral reinforcement in hinge regions shall be anchored to the longitudinal bars by means of a hook with shape sufficiently large angular bend, or shall be in a spiral shape. Alternatively, the ends of the bars may be welded to give a closed shape.

For lateral reinforcement in non-yield hinge regions of members with yield hinges, it is desirable that the shape and arrangement are corresponding to those used in hinge regions

(2) Spacing of Lateral Reinforcement

In order to achieve the confining effect in yield hinge regions with lateral reinforcement, an important factor together with the amount, shape, and arrangement is reinforcement spacing. This chapter provides the required spacing of lateral reinforcement in hinge regions of beams and columns (including boundary columns in shear walls) from the viewpoint of preventing buckling of longitudinal reinforcement. The required spacings are given in Table 9.1 corresponding to the diameter of

longitudinal reinforcement. In non-hinge regions these provisions may be lightened.

The research project of reinforced concrete short columns promoted by the Ministry of Construction recommended shorter spacing than eight times the diameter of longitudinal reinforcement to prevent premature buckling of longitudinal reinforcement. On the other hand in the "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures" [Ref. 9.1], the spacing of hoop of 10mm (D10) size in the end regions of columns is given as 10cm or less. This would correspond to the space less than five times the longitudinal bar diameter of 19mm (D19). However, for hoop of the size of 13mm (D13) or larger, the required spacing is 20cm or less, and the ratio to the bar diameter may become very large in some cases.

In this chapter, while the recommended values above have been taken in reference, it was also noted that the present guidelines would be applied to columns under high axial load which were not covered in detail during the short column research project cited above. Taking the current recommendations of the "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures" into consideration, greater values than those in the above references were taken, providing a basic spacing of six times the longitudinal bar diameter or less. For beams a distinction is also made between yield hinge and non-yield hinge regions, however, a minimum spacing of eight times the longitudinal bar diameter is provided for hinge regions due to the absence of axial load.

9.2.3 Yield Hinge Regions

Hinge regions dealt with in this Chapter are defined as the regions in which the lateral reinforcement is differentiated from that in other regions and arranged accordingly. The length of hinge region along the member-axis is determined based on various proposals derived from the experimental research described below.

Yielding of longitudinal reinforcement in a member in which yield hinges are formed not only at the critical section of the end of member, but also within a certain length toward the center of the member. The length of hinge region is influenced by structural factors such as shear-span ratio, axial stress level, tensile reinforcement ratio, and amount of lateral reinforcement. Proposals have been made for the quantification of these effects by Yamada, Mattock [Ref. 9.7], Yoshioka, and Park [Ref. 9.8]. Yamada expresses the length as a function of the effective depth of the member and the location of neutral axis, and Mattock points out that the hinge length changes with the shear-span ratio. Yoshioka takes the hinge region as the interval in which bending-shear cracks are concentrated and proposes the functional relationship given in the following equation assuming the hinge length, l_p , changes with the shear-span ratio, (M/QD) :

$$l_p = 0.5(M/QD) d \\ (0.5 \leq M/QD \leq 3.0)$$

where d designates the effective depth. It is noted that the hinge length does not increase proportionally to the shear-span ratio in the range of large shear-span ratio.

In Park's research the hinge length is expressed in terms of the shear-span M/Q and the longitudinal reinforcement diameter d_p by the following equation:

$$l_p = 0.08(M/Q) + 6d_p$$

In the same research it is noted that the length l_p increases with span/depth ratio within the maximum value of about 4, and that on average $l_p = 0.5 D$ (D =column depth). Further, it is suggested that the l_p value may be reduced in accordance with the axial load ratio to half the value obtained from the above equation for the cases where the axial load ratio is less than or equal to 1/3. However, the influence of axial load is not remarkable.

As shown by these researches, the yield hinge region is at most about 1.5 times the effective depth for columns with shear-span ratio up to 3.0, and it is considered that it may be possible to employ an even shorter hinge length corresponding to shear-span ratio. However, because the experimental observations of hinge length have shown a wide scatter, and due to the limited amount of research on hinge length, it was decided to fix the hinge length for columns at 1.5 times the overall depth (D) regardless of shear-span ratio consisting with the column hoop provisions in the "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures". For small shear-span ratios this means that a longer hinge region is taken for safe side calculation. On the other hand, it is expected that hinge lengths greater than that specified above will occur as the shear-span ratio increases. However, in view of the small level of this increase, and the fact that the applied shear force will not be great for this type of column, it was considered that there would be no difficulty in achieving the required deflection capacity even though the region containing closely spaced lateral reinforcement may not be long. It was thus decided that a hinge length greater than that specified above may not be specified even where the shear-span ratio exceeds 3.0.

Beams generally have shear-span ratios greater than those of columns. However, it is considered that very slender beams will not often be designed because of the requirement to ensure necessary lateral resistance and stiffness of a building. In addition, it has been pointed out that the hinge length reaches a peak at a span/depth ratio of about 4 (shear-span ratio of 2 at anti-symmetric bending), and that the hinge length may be decreased as axial load decreases. For these reasons as well as the consideration above of columns with large shear-span ratios, the hinge region for beams is treated in the same way as for columns, having a length of 1.5 times the beam depth.

There has not been a great deal of research on hinge lengths in shear walls. However, according to the review of experimental results on multi-story shear walls, the diagonal cracking is concentrated, in most cases, in a region extending from the story at which yielding has occurred (generally the lowest story) into the wall of the story above by a height corresponding roughly to the horizontal length of the wall. The height of this region is influenced by the number of stories and the distribution of lateral forces, and also, there are examples of yielding of longitudinal reinforcement of boundary columns extending even to upper stories. It is reported in the same research, however, that the region of concentrated plastic deformation is shorter in walls than those of beams and columns due to the existence of beams or floor slabs, and it is unlikely that the yielding of longitudinal reinforcement of boundary column will extend higher than two stories. Considering these points, the hinge length has been determined in relation to the horizontal length and height of the wall within the region not extending over more than two stories.

9.3 Lateral Reinforcement in Special Yield Hinge Region

9.3.1 Definition of Special Yield Hinge Region

Special Yield hinge region is a yield hinge region of columns and structural walls in which axial loads in the yield mechanism assuring design fall in a range given by Eqs (9.1) and (9.2)

$$(1/3) A_c \sigma_B < N_c \leq (2/3) A_c \sigma_B \quad (9.1)$$

$$(2/3) A_{core} \sigma_B - A_{ws} \sigma_{ws} < N_w \leq A_{core} \sigma_B - A_{ws} \sigma_{ws} \quad (9.2)$$

where

- N_c :axial load of column in the yield mechanism assuring design (positive in compression);
- N_w :axial load of wall in the yield mechanism assuring design (positive in compression);
- A_c :area of column horizontal section;
- A_{core} :area of boundary column core on compression side of the wall;
- A_{ws} :area of vertical reinforcement in wall panel;
- σ_B :compressive strength of concrete; and
- σ_{ws} :material strength of vertical reinforcement in wall panel for upper bound strength calculation.

9.3.2 Arrangement of Lateral Reinforcement

In a special yield hinge region, all longitudinal reinforcement shall be supported by the corner of closed shape lateral reinforcement or supported by the hook with 135 degree or more of lateral reinforcement. A longitudinal reinforcement may not be confined if the bar is placed within 20 cm distance of supported longitudinal bars. Minimum spacing of lateral reinforcement shall satisfy the value for a yield hinge region in Table 9.1.

9.3.3 End of Lateral Reinforcement

End of lateral reinforcement placed on a special yield hinge region must conform to the followings:

- (1) Ends of closed-shape lateral reinforcement shall be anchored with more than 135 degree hook having more than $8 d_w$ extension. The extension shall be more than $10 d_w$ for lateral reinforcement of deformed PC bars.
- (2) Ends of lateral reinforcement having other than closed shape shall be anchored with more than 135 degree bend, and $4 d_w$ for a 180 degree bend, where d_w denotes the diameter of lateral reinforcement.

[Commentary]

9.3.1 Definition of Special Yield Hinge Regions

(1) Regions Covered as Special Hinge Regions

Special hinge regions are the hinge regions where special considerations as to the design of lateral reinforcement are required to achieve the required deflection capacity. Such regions include those of exterior columns, for example, which carry high axial compression, or those of shear walls with boundary columns subjected to high axial compression.

(2) The Level of Axial Compression of Columns and deflection capacity

The reduction in deflection capacity of columns with increase of axial load has been observed in many experimental studies. In the test by Higashi et al., for example, it is reported that the upper limit of axial load ratio to assure the deflection capacity of 2/100 or more is about 0.3. In addition there have been several review studies on the relationship between axial load and deflection capacity using available test data. On the other hand, under the provisions for classification of member ductility in the present Building Standard Law, the columns with axial load ratio greater than 0.35 are classified into the ranks FB - FD inferior to the highest ductility rank FA. Looking at the results of a series of short column tests which were used as the back data for the classification of member ductility, all the columns of "ductility rank A", having the deflection capacity of 6 or more in terms of the ductility ratio and presumably corresponding to the FA rank members, achieved the assurance deflection angle of more than 1/50. Lower ductility rank columns often sustained the limit deflection angles smaller than 1/50.

From the examples above it is considered that special considerations for lateral reinforcement are necessary to ensure assurance deflection for the cases where axial load ratio exceeds 1/3. This aspect was investigated by studying the tests of over 100 columns subject to high axial compression. The ranges of structural parameters of the test columns were

- i) column cross section at least 25cm square,
- ii) axial load ratio 0.29 - 0.78;
- iii) shear-span ratio 1.1 - 3.5;
- iv) concrete strength 206 - 558 kgf/cm²;
- v) lateral reinforcement ratio 0.44 - 1.71%; and
- vi) yield strength of lateral reinforcement 3000 - 14000 kgf/cm².

In the majority of the test specimens lateral reinforcements are arranged so as to provide the confinement for the intermediate longitudinal bars as well as corner bars. However, other several specimens do not provide such confining detailing to the intermediate reinforcement. The level of shear stress at the maximum load was between 7 - 27% of the concrete strength in terms of the nominal stress to the total cross-sectional area of the column. Lateral force were applied to form a hinge at each end, using the system of anti-symmetric loading. Many of the columns had relatively short shear-span ratios. There were hardly any data where hinges were formed only at the column bottoms, as assumed in the present guidelines, and shear-span ratios were greater than those obtained from anti-symmetric bending. Specimens subjected to alternate tension and compression axial loads, as expected in exterior columns, were included.

Figure C9.2 shows the relationship between limit deflection angle (R_u) and axial load ratio ($N_u / (A_c \sigma_B)$) for the columns in these experiments. The limit deflection angle is taken as the deflection angle where 80% of the load carrying capacity can be maintained after the maximum load. The relationship between axial load ratio and limit deflection angle is not well correlated, however, it was clear that most the observed limit deflection angles were smaller than 1/50 for the axial load ratio greater than 1/3. In particular, the deflection capacity was less than 1/50 for the majority cases where the intermediate longitudinal reinforcement was not confined (marked with a symbol of $\dagger$ in the figure). In contrast, for axial load ratios less than this, all the test columns showed deflection capabilities larger than 1/50, with the exception of one case having no intermediate bar confinement.

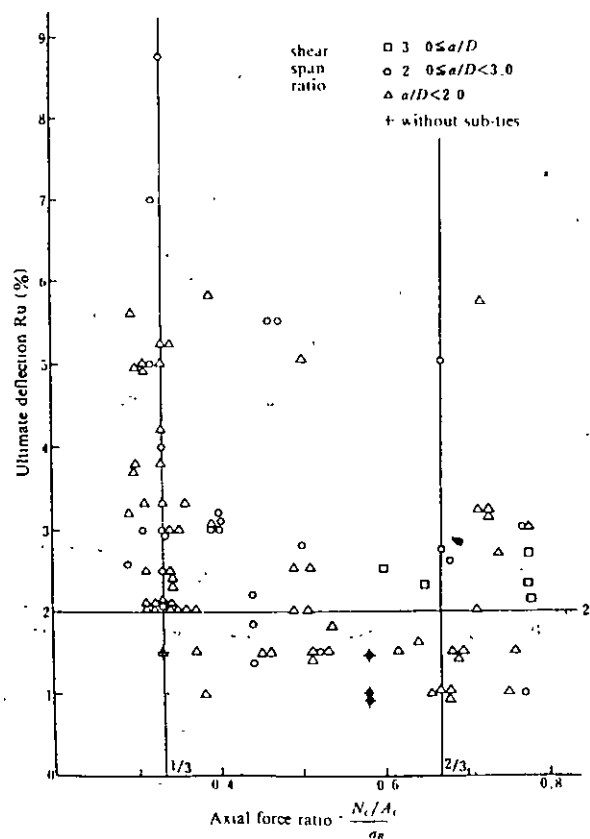


Fig. C9.2 Axial force level and deflection capacity of columns in test data.

For the columns, such as exterior columns, where high axial compression forces act during an earthquake, the axial load ratio can easily exceed 1/3. However, as shown in the following investigations, the assurance deflection can be ensured if the lateral reinforcement evaluated in Chapter 6 is appropriately arranged. Therefore the axial load ratio over 1/3 is permitted in the present guidelines. The upper limit of the axial load ratio is set as 2/3 referring to the data in Fig. C9.2, the results of bending analysis of the column section mentioned in Chapter 5, and design examples of high-rise reinforced concrete buildings.

For shear walls it is also confirmed from the experiments that the deflection capacity reduces with increase of axial compression. However, in comparison with columns, the data showing this effect are remarkably few. According to the analysis based on various experimental results of flexural failure type shear walls, the relationship between nominal axial compression of boundary column and the limit deflection, is shown as Fig. 5.18. The nominal value was determined assuming that all the compressive axial load on the shear wall under the ultimate strength is carried by the boundary column on compression side. From the figure and the conversion of axial load ratio to that to the cross section of core concrete of a boundary column, it was considered be difficult to ensure the deflection capacity beyond 1/75 for the cases of nominal axial compression larger than 2/3. Where the nominal value was determined to the sectional area of core concrete instead of whole sectional area, of a boundary columns. In consideration of this, special hinge regions are provided for the cases with nominal axial compression to the core concrete beyond 2/3. This is the same boundary condition for an boundary column where the ratio of the sectional area of core concrete and the total sectional area is 2/3. Referring to the same figure and the upper limit for columns, an upper bound was set at 1.0 to the core concrete of a boundary column.

9.3.2 Arrangement of Lateral Reinforcement

If the amount of lateral reinforcement meets that of shear reinforcement evaluated in Chapter 6, basically greater deflection capacity in hinge regions than the assurance deflections can be assured. This is confirmed in the investigations described below even for the case of columns subjected to high axial load. However, it is also noted in the following investigation that it is necessary to provide reinforcement to laterally confine the intermediate longitudinal bars to ensure the required deflection capacity. For this reason it is required that the lateral reinforcement be arranged in accordance with this section in addition to satisfaction of Chapter 6.

However, the deflection capacity of columns subject to high bending and extremely high axial load has not been sufficiently investigated because of the scarcity of experimental data. It is considered that there may be cases where the amount of reinforcement obtained from Chapter 6 does not provide sufficient confinement, and for these cases, the provisions of this section shall be applied appropriately increasing the amount required in Chapter 6.

(1) Shear Design Equations and deflection capacity of Columns Subject to High Axial Load.

In Fig. C9.3 the relationship between the limit deflection angle and the ratio of required amount of lateral reinforcement by the design equation (6.1) to the amount of actually arranged reinforcement, is shown for the column specimens used in the investigation shown in Fig. C9.2. The required amount of lateral reinforcement was calculated as that to assure the deflection angle of 1/50. The input shear force for the equation was taken as the maximum shear force obtained during the test.

for each column

In the figure, although there are many data where the amount of reinforcement is less than the value evaluated with Eq (6.1), among them there are a significant number which show the deflection angles large than the target value of 1/50. In the cases where more amount of reinforcement than that required by the equation is provided, all the columns showed larger deflection capabilities than the target value with the exception of columns where the intermediate longitudinal bars were not confined

As indicated by the above comparison, if Eq (6.1) is satisfied and the intermediate longitudinal bars are laterally confined, deflection capacity of 1/50 can be ensured. Thus, it was decided for columns with axial load ratios between 1/3 and 2/3 that the arrangement of lateral reinforcement shall follow the provisions of this section in addition to satisfying Eq. (6.1), providing confinement to the intermediate longitudinal reinforcement. In addition, while there is little experimental data showing the relationship between axial load level of a boundary column of shear wall, it was decided that the arrangement of reinforcement shall follow the recommendations of this section as well as fulfilling the requirements of Chapter 6.

(2) Arrangement of Lateral Reinforcement

In principle, the amount and arrangement of lateral reinforcement in columns or shear wall boundary columns subject to high axial load should be determined considering the factors such as the strength and stiffness of lateral reinforcement, the buckling length of longitudinal reinforcement, and the effective cross sectional area of the concrete core. Although a study considering these factors has been tried by Kato, in practice however, it is difficult to make quantitative assessments. With regard to the arrangement of lateral reinforcement within a section, it is recommended in the "Ultimate Strength and Deformation Capacity of Buildings in Seismic Design" that rectangular or spiral hoops should be provided at a spacing not more than 10cm within the length at least 1.5 times the effective column depth away from the connecting faces of beams or other members. In addition, auxiliary hoops should be arranged to confine at least half the number of intermediate longitudinal reinforcement to confine the concrete and any intermediate longitudinal reinforcement (excluding corner reinforcements). It also recommends that the intermediate longitudinal reinforcement be confined at the interval about 20cm. The reason for the recommended spacing of 20cm is not stated. However, it is thought that the value was set considering that while closely spaced lateral reinforcements would achieve high confining effect, they may obstruct the concrete placing work. It can also be considered that the spacing of the intermediate longitudinal bars requiring confinement could be changed depending on the cross sectional dimension of columns. In the NZS standards [Ref 9.5], it is specified that all the longitudinal reinforcement shall be confined using lateral reinforcement for the cases where the spacing between intermediate longitudinal bars exceeds 20cm. However, the numerical basis for the use of this value is not made clear.

Due to the absence of any established methods for determining the required amount and arrangement of confining reinforcement, the present section specifies that where the spacing between longitudinal bars is 20cm or more, all such bars shall be confined using lateral reinforcement arranged at the spacings given in Table 9.1 taking into account the recommended values such as those above.

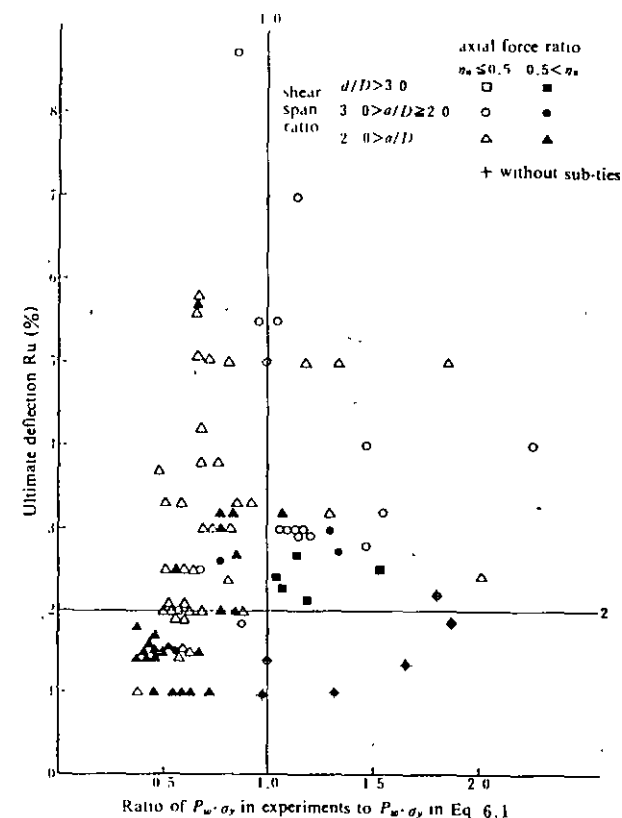


Fig. C9.3 Amount of lateral reinforcement and deflection capacity of columns in test data.

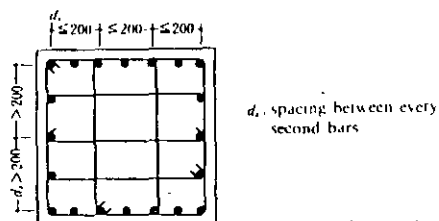


Fig. C9.4 Arrangement of lateral reinforcement in the special hinge region

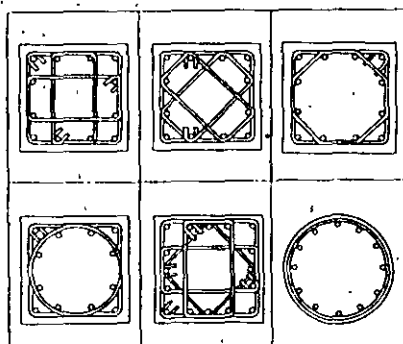


Fig. C9.5 Examples of recommended arrangement of lateral reinforcement.

9.4 Anchorage and Splice of Longitudinal Reinforcement

Development length and splice length of longitudinal reinforcement shall be of sufficient value for design actions in the yield mechanism assuring design. Reinforcement detailing shall conform to the requirements of the "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures," the "Japanese Architectural Standard Specification for Reinforced Concrete Work: JASS-5" and the "Guidelines for Reinforcement Detailing" published by Architectural Institute of Japan. Lap splice shall not be used for reinforcing bars of size greater than or equal to D29.

[Commentary]

(I) Development Length of Longitudinal Reinforcement

Where longitudinal reinforcement of beams or columns is anchored by bend within beam-column joint, it is necessary to ensure an adequate length against the stresses developed at the yield mechanism. The required length is basically dependent on fundamental parameters such as diameter and strength of longitudinal reinforcement and the concrete strength. In addition, it is also dependent on other parameters such as thickness of cover concrete, reinforcement spacing, and the amount and arrangement of lateral reinforcement. However, because of the lack of experimental data relating to the strength and development length, and the lack of systematic analysis of any data available, it is currently difficult to establish a rational calculation method for the required development length taking various factors given above into consideration.

For this reason this chapter makes only the recommendations described below for the minimum development length referring to the current standards, "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures," "Guidelines for Reinforcement Detailing" and other standards from foreign countries, and experimental results in Japan.

- i) The overall development length shall be that as shown for normal use length in the "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures," the "Guidelines for Reinforcement Detailing," and "JASS-5"
- ii) The vertical length (development tail length) shall be 12 times the reinforcement diameter.
- iii) The horizontal projected length l_{dh} shall be determined as follows, taking a length of 10 times the reinforcement diameter as a base for a combination of SD30 reinforcement and Fc360 concrete:

$$l_{dh} = 10d_b(\sigma_y/3000) \sqrt{(360/Fc)}$$

where σ_y is the minimum specified yield strength of the reinforcement.

The minimum development length above is recommended based on the following discussions:

- i) The difference in the development length calculated in accordance with the ultimate strength design methods in foreign countries and the length specified as the normal use length based on the allowable stress design method used in Japan is not remarkable. Therefore, it is considered that the longitudinal reinforcements will be sufficiently anchored against the stresses development during the upper bound strength defined in these guidelines when this normal use length is ensured.
- ii) Available experimental data indicate that the yield strength of reinforcement can be achieved and the deflection capacity larger than the assurance deflection is obtained when the horizontal length above is ensured.

In Japan, many experimental studies have been carried out on the anchorage strength and development length of reinforcement. In this section the test results have been reviewed paying attention to the relationship between anchorage strength or deflection capacity and the horizontal

projected length of reinforcement. In the tests the loading pattern was either (1) monotonic uni-directional tensile loading directly on reinforcements anchored within a column using a 90 degree bend, or (2) monotonic or cyclic lateral loading to a model of exterior beam-to-column joint with beam longitudinal reinforcement anchored within the column using 90 degree bend. The range of bar diameters used in the tests was D10-D25 (mainly D16 or D19) with a yield strength of approximately 3300-4000 kgf/cm², and the range of concrete compressive strength 220-420 kgf/cm². The interior radius of the bend anchorage was 2-4 d_b . The data of beams where the bottom reinforcement anchored by bending down was in tension were omitted.

Figure C9.6 shows the relationship between anchorage strength and the horizontal projected length of longitudinal reinforcement, and Fig. C9.7 shows the relationship between deflection capacity (limit deflection angle) and horizontally projected length of longitudinal reinforcement. Figure C9.6 indicates that the yielding can be developed when the horizontal projected length is 10 or more times the longitudinal bar diameter. Figure C9.7 indicates that the deflection capacity larger than 1/50 can be attained when the horizontal projected length is 10 times the longitudinal bar diameter or longer.

Looking at the distribution of material strength, it is safe side evaluation to consider that the above results indicate the required horizontal development length for a combination of 360kgf/cm² concrete, which is the upper limit of the scope of the present guidelines, and SD30 or SD35 class reinforcement. For the combination of concrete and reinforcement with another strength, it is sufficient to revise the required length in accordance with Eq. (9.3) of this commentary. Regarding the extension, the provisions above were made referring to the values recommended in the "AIJ Standard

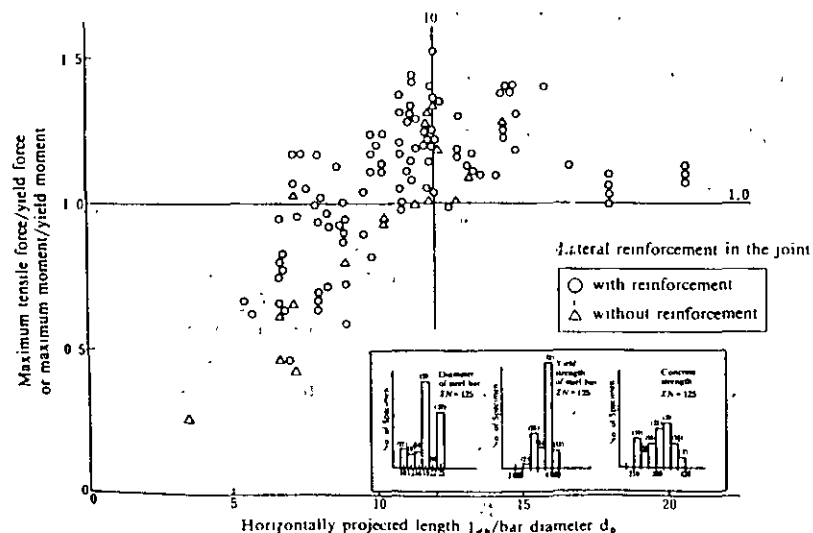


Fig. C9.6 Anchorage strength and horizontally projected length.

for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures (1988)" and to foreign standards due to the scarcity of quantitative data.

(2) Splice Length of Reinforcement

Where reinforcements are spliced by lapping, bond splitting is an important problem. The required lap length shall be decided after the check of bond splitting in accordance with the provisions of Chapter 6. Alternatively, the minimum lap length may be taken as the normal use length specified in the "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete", "JASS-5", or the "Guidelines for Reinforcement Detailing."

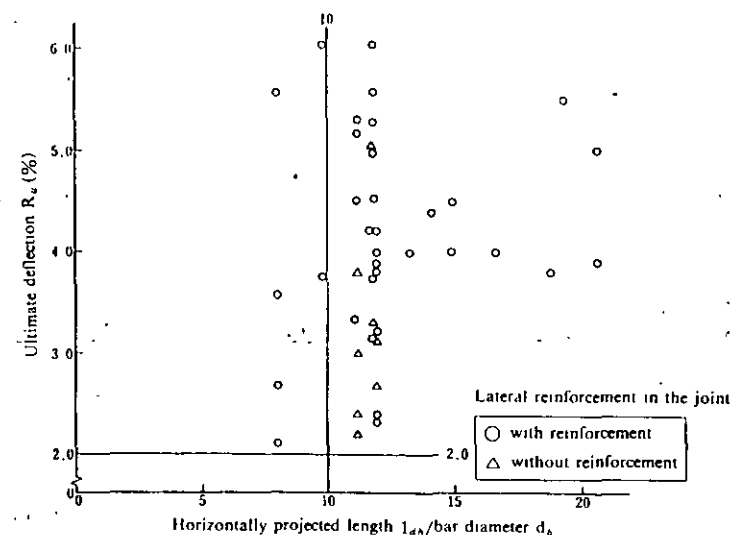


Fig. C9.7 Deflection capacity and horizontally projected length.

NOTES AND ACKNOWLEDGEMENTS

A large number of research papers written in Japanese, which have been referred to in the original Japanese edition, are not compiled in this English edition. It should be noted that the contents of this chapter cannot be established unless the great contributions of studies conducted by a large number of Japanese researchers are utilized.

REFERENCES

- 9.1] Architectural Institute of Japan, "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures," 1986 (in Japanese).
- 9.2] Architectural Institute of Japan, "Japanese Architectural Standard Specification for Reinforced Concrete Works (JASSS)," 1986 (in Japanese).
- 9.3] Architectural Institute of Japan, "Guidelines for Reinforcement Detailing," 1986 (in Japanese).
- 9.4] Architectural Institute of Japan, "Ultimate Strength and Deformation Capacity of Buildings in Seismic Design (1990)," October, 1990 (in Japanese).
- 9.5] Standards Association of New Zealand, "Code of Practice for the Design of Concrete Structures (NZS 3101)," 1982.
- 9.6] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)," Sept., 1984.
- 9.7] Mattock, A. H., "Rotational Capacity of Hinging Regions of Reinforced Concrete Beams," ACI, SP 12, 1964.
- 9.8] Priestley, M. J. N. and Park, R., "Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading," ACI Journal, Proceedings Vol. 84, No. 1, pp. 61-76, 1987.1-2.
- 9.9] Zahn, A., "Design of Reinforced Concrete Bridge Columns for Strength and Ductility," Research Report No. 86-7, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 330 pages, March, 1986.
- 9.10] L. S. Johal, D. W. Musser and W. G. Corley, "Influence of Transverse Reinforcement on Seismic Performance of Columns," Third U.S. National Conference on Earthquake Engineering, pp. 1227-1237, 1986.
- 9.11] ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," ACI Journal, Proc. Vol. 82, No. 3, pp. 266-283, 1985.5-6.
- 9.12] ACI Committee 408, "Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension (ACI 408.1R-79)," American Concrete Institute, Detroit, 1979.

CHAPTER 10. NON-STRUCTURAL ELEMENTS

10.1 Scope

Provisions of Chapter 10 shall apply for design of structural detailing of reinforced concrete non-structural elements placed within a beam-column frame. The provisions may be used for non-structural elements other than the reinforced concrete construction.

[Commentary]

The details of the joint between structural members and reinforced concrete non-structural elements should be designed by the provisions of this chapter, in order to plan the desirable seismic behavior in frames and to ensure it. The provisions of this chapter may be applied for the jointing design of non-structural elements other than cast-in-concrete such as the partitions or exterior walls constructed by bricks, concrete blocks or precast concrete panels inside or outside of a frame.

10.2 Design Principles

Reinforced concrete non-structural elements, as a general rule, shall be separated from a structure by placing gaps, and shall be designed not to interfere with the structural behavior expected in both the yield mechanism design and the yield mechanism assuring design.

[Commentary]

Reinforced concrete spandrels or wing walls are often constructed monolithically with a beam-column frame in building construction in Japan. They are usually designed as non-structural members in the structural design. Damages during earthquakes, however, reveal the lesson that the reinforced concrete spandrels or wing walls which are often assumed as non-structural elements have disturbed the assumed structural behavior of the frames in the structural design, and then the behavior of the non-structural elements caused the unexpected damage of structural members.

The formation of flexural yield hinges is generally planned at the bottom of a column at the first story and both the ends of a beam at each story in the structural design based on this guideline. The reinforced concrete spandrel or wing walls constructed monolithically with a column at the first story may interfere the formation of yield hinge at the bottom of the column. Also the spandrels or wing walls may interfere the formation of yield hinges at the beam ends of more than the second story. The non-structural elements cast concrete simultaneously with the structural beams and columns should be effectively separated by placing gaps between the structural and non-structural elements to ensure the flexural yield mechanism planned for a frame. The non-structural walls at the midspan of a beam also should be separated from the beam by gaps.

When the spandrels or wing walls are designed as structural members, all the provisions given in Chapters 5, 6, 7 and 9 shall be required for them. The design technique to construct a reinforced concrete spandrel or wing wall as a non-structural element without gaps has not been developed yet.

The failure of non-structural elements may cause overturning or falling of the non-structural element itself, and also the failure may affect the function of non-structural element itself even if it may not affect the structural members. The small reinforced concrete non-structural walls, which have supported the entrance doors of each residence in a high rise residential building, cracked widely by the lateral deformation of the beam-column frame during the 1978 Miyagiken-oki earthquake. The failure of the non-structural walls affected opening the doors, and then the occupant could not get out of their residences immediately after the earthquake.

The design to prevent the failure or falling of non-structural element itself due to the inertia force or deformation caused by a beam-column frame during an earthquake should comply with another guidelines issued by the AIJ [Ref. 10.1].

10.3 Separation Between Structural and Non-structural Elements

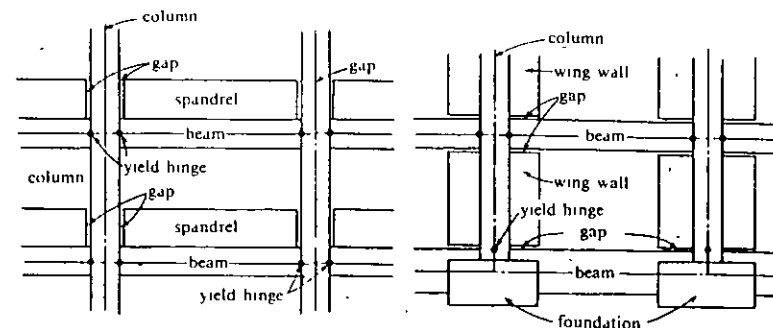
(1) If non-structural elements such as spandrels or wing walls are to be constructed at yield hinge region planned in the yield mechanism design, gaps shall be placed between the structural and the non-structural elements at the critical section of beams or columns.

(2) If non-structural elements are to be placed in mid-span, gaps shall be placed along top or bottom edges of the non-structural elements to ensure the formation of a yield mechanism planned in the yield mechanism design.

[Commentary]

(1) The locations to separate spandrels or wing walls from a frame are recommended in Figs. C10.1(a) and (b). Gaps should be placed at all the location between the columns and the spandrels as shown in Fig. C10.1(a). Also gaps should be placed at all the location between the beams and the wing walls as shown in Fig. C10.1(b). The flexural yield hinges are generally planned at the beam ends in each floor level and the bottom of the columns in the first floor level. The gap should be placed at the same location as a flexural yield hinge planned.

(2) The location to separate non-structural wall at the midspan of a beam is recommended in Fig. C10.2. This kind of a non-structural wall which is sometimes constructed in the residential buildings may induce the unexpected additional shear force in the beam by the truss action of the non-structural wall, so the wall should be separated from the frame to prevent the shear failure of the beam and to ensure the flexural yield mechanism planned.



(a) Spandrel walls

(b) Wing walls.

Fig. C 10.1 Location for separation (type-A).

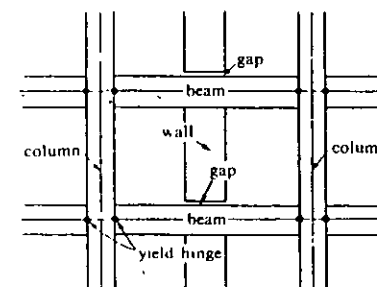


Fig. C 10.2 Location for separation (type-B).

10.4 Details for Separation

- (1) Available gap shall be either complete separation type or shear failure type.
- (2) Minimum gap width d_s shall be given by Eq. (10.1):

$$d_s = R_s h_s l/L$$

(10.1)

where R_s : assuring story drift angle;

h_s : height of spandrels or width of wing walls;

l : span length of beams or height of columns; and

L : clear span of beams or clear height of columns.

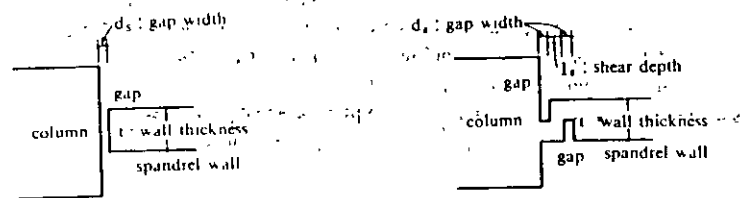
[Commentary]

(1) In the structural design guidelines for reinforced concrete structures by the Japan Building Center [Ref. 10.2], it is required that the thickness at the joint between a non-structural reinforced

concrete spandrel or wing wall and a column or a beam should be less than 10 cm. The several details about the joint between structural and non-structural elements have been developed to satisfy the requirement in the guidelines, and some details have been tested to investigate the structural performance in the laboratories.

The relationships between the lateral load and displacement by the tests of the model with the gaps of complete separation type or the shear failure type are shown in Figs. C10.5(a) and (b) [Refs 10.11 and 10.12]. The test results indicate that the gap of shear failure type as shown in Fig. C10.4 did not affect the structural behavior of the frame designed as the beam-yielding type, and the gap of shear failure type was effective as well as the complete separation type.

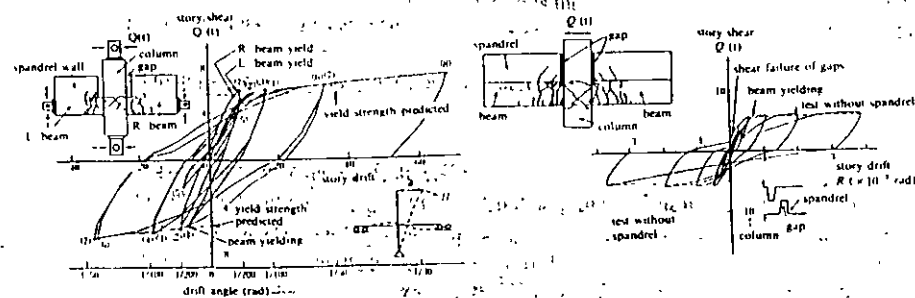
The shear depth l_s should be less than 0.5 times the wall thickness and less than 5 cm for the gap of a shear failure type. Any other details with the remaining concrete thickness at the gap should be tested and discussed about the effectiveness.



(a) Perfect separation type.

(b) Shear failure type.

Fig. C10.4 Available gaps.



(a) Test with perfect separation type gaps
[Ref. 10.11].

(b) Test with shear failure type gaps
[Ref. 10.12].

Fig. C 10.5 Tests of beam-column sub-assemblages with gaps.

(2) The enough gap clearance should be provided to prevent the closing of the gap during an earthquake. Equation 10.1 for the required minimum clearance is derived from an assumption in which a beam or column rotates as a rigid body at the member's end as shown in Fig. C10.6. The validity on Eq. 10.1 is examined by the empirical results [Refs 10.11 and 10.12].

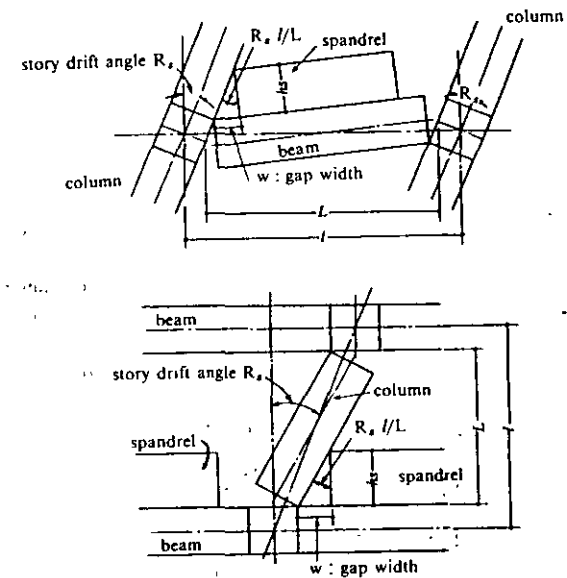


Fig. C 10.6 Assumptions of the required gap width.

REFERENCES

- 10.1] A.I.J., "The guidelines for seismic designs and practices of non-structural elements," 1985 (in Japanese).
- 10.2] Japan Building Center, "Manual for Earthquake Resistant Construction of Curtain Walls," 1979 (in Japanese).
- 10.3] A.I.J., "Data for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Structures," 1987 (in Japanese).
- 10.4] Arakawa T, et al., "Stiffness and Ultimate Strength of R/C Columns with Spandrel Walls Subjected to Cyclic Loading," Proc. of Japan Concrete Institute 7th Conference, 1985, pp.565-568 (in Japanese).
- 10.5] Joh O. et al., "Behaviors of Reinforced Concrete Columns with Spandrel Beams under Bidirectional Lateral Load Reversals," Proc. of Japan Concrete Institute, Vol. 10, No. 3, 1988, pp.507-512 (in Japanese).
- 10.6] Ohkubo M. and Harada T., "A Study of Technique of Setting Yield-Hinges for Reinforced Concrete Columns with Spandrels," Proc. of Japan Concrete Institute, Vol. 10, No. 3, 1988, pp.613-616 (in Japanese).
- 10.7] A.I.J., "States of the Art Report on Reinforced Concrete Non-structural Walls with Gaps," March 1988 (in Japanese).
- 10.8] Japan Building Center, "Guidelines to Structural Calculation under the Building Standard Law," 1991 (in Japanese).
- 10.9] Hiraishi H, et al., "Study on Effect of Slit on Reinforced Concrete Column-Spandrel Wall Assemblage," Journal of Structural and Construction Engineering, Trans. of AIJ, No.362, April 1986, pp 83-92 (in Japanese).
- 10.10] Aoyagi Y and Nomura S, "Effect of Joint of Wing Wall on the Attached Beam," Proc. of Japan Concrete Institute, Vol. 10, No. 3, 1988, pp 433-438 (in Japanese).
- 10.11] Ichinose T. and Aoyama H., "Experimental Study on Reinforced Concrete Subassemblages with and without Slit between Spandrel and Column," JCI Concrete Journal, Vol. 20, No. 7, July 1982, pp.97-110 (in Japanese).
- 10.12] Ohkubo M. and Shiota S., "Studies on Seismic Characteristics of Reinforced Concrete Spandrel-Beam column Subassemblages with Structural Slits," Journal of Structural and Construction Engineering, Trans. of AIJ, No 380, October 1987, pp.10-21 (in Japanese).