

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

INFLUENCIA DE MUROS DE RIGIDEZ EN LA RESPUESTA  
DE EDIFICIOS ALTOS SOMETIDOS A SISNOS



TEMA DE EXAMEN SIN CREDITOS ACADEMICOS PARA OPTAR POR  
EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERIA (ESTRUCTURAS)

ENRIQUE VILLACRESES GUERRERO

MEXICO, D.F.

tesina.  
SEPTIEMBRE, 1984



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## CONTENIDO

1.	INTRODUCCION	1
2	ESTRUCTURAS A BASE DE MUROS EN VOLADIZO	4
2.1	Ideas generales	4
2.2	Tipos de comportamiento	5
2.2.1	Muros a corte	6
2.2.2	Muros a flexión	6
2.2.3	Muros a flexión y corte	6
2.2.4	Muros a flexión dúctil	7
2.3	Resistencia de muros esbeltos en voladizo	7
2.3.1	Resistencia a flexión	7
2.3.1.a	Refuerzo mínimo por flexión	9
2.3.1.b	Envoltente de diseño por flexión	10
2.3.1.c	Confinamiento del refuerzo principal	13
2.3.1.d	Criterios sobre adherencia y anclaje	15
2.3.2	Resistencia a flexocompresión	15
2.3.3	Resistencia a cortante	18
2.3.3.a	Criterios generales	18
2.3.3.b	Consideraciones de diseño	20
2.3.3.c	Factores de seguridad adicional	24
2.3.4	Efecto de patines en la resistencia	25
2.4	Ductilidad en muros estructurales esbeltos	27
2.4.1	Concepto	27
2.4.2	Variables que afectan la ductilidad	30
2.4.2.a	Refuerzo a flexión	30
2.4.2.b	Resistencia y deformación del concreto	30
2.4.2.c	Forma de la sección y carga axial	32
2.5	Absorción de energía	35
2.6	Inestabilidad lateral	40
2.7	Juntas constructivas	44
2.8	Aberturas en muros estructurales	48
2.9	Criterios sobre cimentación de muros	54
2.9.1	Ideas generales	54
2.9.2	Cimentación para muros ductiles	55

2.9.3	Cimentación para muros elásticos	56
2.9.3.a	Cimentación dúctil	56
2.9.3.b	Cimentación elástica	57
2.9.3.c	Cimentación balanceante	57
2.9.4	Aplicaciones	57
2.10	Reparación de muros estructurales	60
<b>3</b>	<b>INTERACCION MURO ESTRUCTURAL-MARCO RIGIDO</b>	<b>69</b>
3.1	Comportamiento	69
3.2	Aplicación	75
<b>4</b>	<b>ESTRUCTURAS A BASE DE MUROS ACOPLADOS</b>	<b>80</b>
4.1	Comportamiento global	80
4.1.1	Ideas generales	80
4.1.2	Respuesta elástica	82
4.1.3	Respuesta elastoplástica	84
4.2	Comportamiento de vigas de acoplamiento	84
4.2.1	Ideas generales	84
4.2.2	Vigas con refuerzo tradicional	89
4.2.3	Vigas con refuerzo diagonal	99
4.2.4	Diseño de vigas con refuerzo diagonal	102
4.2.5	Reparación de vigas	104
4.3	Muros estructurales acoplados por losas	106
4.4	Aplicaciones	112
4.4.1	Muros acoplados de 20 niveles	112
4.4.2	Núcleo estructural de 20 niveles	114
4.4.3	Especímenes de 7 niveles	115
4.4.4	Edificio de 16 niveles	117
<b>5</b>	<b>MUROS RIGIDIZANTES DE MAMPOSTERIA</b>	<b>125</b>
5.1	Ideas generales	125
5.2	Tipos de mampostería	127
5.2.1	Mampostería sólida	127
5.2.2	Mampostería con relleno de mortero reforzado	128
5.2.3	Mampostería de piezas huecas reforzadas	129
5.2.4	Muros diafragma	130
5.2.5	Mampostería confinada	130
5.3	Requisitos sismorresistentes en mamposterías	130
5.3.1	Mampostería de piezas huecas reforzadas	131
5.3.2	Mampostería confinada	134
5.3.3	Muros diafragma	135
5.4	Criterios generales de diseño	137
5.5	Ductilidad	141
5.6	Efecto del confinamiento por placas	145
5.7	Aplicaciones	150
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>152</b>
<b>7</b>	<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>159</b>

La presencia de la acción sísmica, obligó a que el sistema estructural de marco rígido, evolucione hacia la creación de sistemas a base de muros estructurales únicamente, o a una combinación de estos dos. La razón del uso de muros estructurales partió de la observación de los daños producidos por los últimos sismos en estructuras altas. Debido a que la mayor parte de las fuerzas de corte resultantes de las cargas laterales son absorbidas por los muros estructurales, se les conoce comúnmente a estos elementos, como muros de cortante, lo cual es incorrecto, porque no es el esfuerzo cortante el que rige el comportamiento de éstos, salvo casos particulares.

El aspecto básico del comportamiento, se encuentra en que si bien los marcos rígidos pueden tener resistencia y ductilidad adecuadas, en cambio no tienen suficiente rigidez ante cargas laterales como son las sísmicas, y es por esto que la mayoría de fallas observadas, se deben a grandes desplazamientos laterales que causaron daño en elementos no estructurales, favorecieron el efecto de segundo orden, y dejaron averiadas las uniones entre viga y columna. Entonces, en caso de demostrarse después de un análisis, la existencia de desplazamientos laterales inadecuados, surge como opción el estudio del comportamiento en base a muros estructurales, cuya función principal es incrementar la rigidez ante cargas sísmicas.

Se puede decir entonces, que dentro de ciertos intervalos de altura, los muros rigidizantes representan una muy buena solución para edificios sometidos a excitaciones sísmicas. De hecho, ing

pecciones sobre daños estructurales posteriores a terremotos, -  
revelan que el incremento del área por piso de muros estructura  
les bien diseñados, bien localizados y bien contruidos, se tra  
duce en menor daño estructural (41).

Lo anterior no quiere decir que se pueda hacer uso ciego de es  
te elemento estructural, pensando que siempre representa la so  
lución más viable en edificios sismorresistentes. El problema -  
global es en sí de cierta complejidad; su empleo debe apoyarse  
en una teoría que guíe hacia resultados favorables y que al mis  
mo tiempo evite errores fruto del desconocimiento de sus propie  
dades; ésto es, una teoría que dé criterios para ubicarlos en po  
siciones ventajosas, que dé el procedimiento necesario para eva  
luar la redistribución de fuerzas que nace de la interacción -  
con otros elementos estructurales y que proporcione las herra  
mientas indispensables para conferir a los muros y a la estruc  
tura, resistencia y ductilidad ante las sollicitaciones espera  
das.

El límite para la utilización óptima de muros, es impuesto por -  
la existencia de otros sistemas estructurales con comportamien  
to más adecuado fuera del intervalo de uso de sistemas con mu  
ros. Es necesario tener presente además, que el sistema estruc  
tural a usarse queda definido por el número de pisos, el tipo -  
de sollicitaciones, destino del edificio y materiales disponi  
bles. Junto con los anteriores criterios es necesario analizar  
la influencia económica, pues al cumplirse con todos los requi  
sitos de resistencia, ductilidad y servicio, es el aspecto eco  
nómico el que marca definitivamente la opción.

En la fig 1.1 se muestra un criterio aproximado para escoger el  
sistema estructural de concreto reforzado más adecuado en fun  
ción de la altura del mismo, cuando su destino es oficinas (24).  
De hecho, los límites máximos sugeridos para el número de pisos,  
tienen cierta flexibilidad y se pueden encontrar en diferentes  
referencias, otros números que sin ser totalmente diferentes, -  
presentan algunas variaciones. En caso de que el destino del -

edificio sea apartamentos, se estima un incremento entre el 30% y 40% en el número de niveles (19).

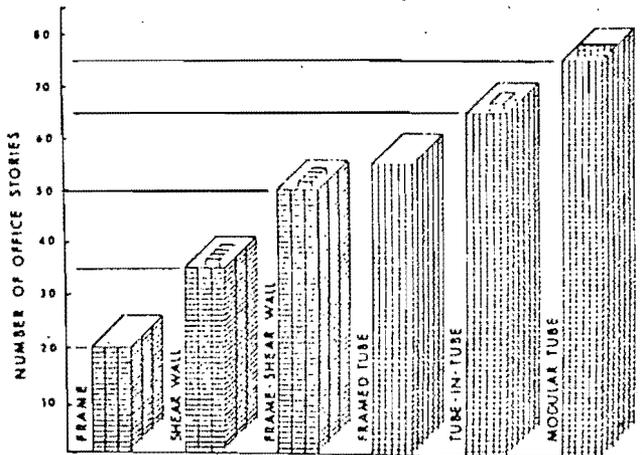


FIG. 1.1 Sistemas estructurales en concreto para edificios de oficinas (24).

Los sistemas estructurales que incluyen muros rigidizantes se pueden subdividir en tres tipos: muros en voladizo, muros interactuando con marcos y muros acoplados.

El objetivo del presente trabajo es recopilar la información más relevante que exista sobre resultados experimentales, investigaciones teóricas, criterios de comportamiento y recomendaciones de diseño, para sistemas estructurales sometidos a acciones sísmicas que de una manera u otra incluyen muros rigidizantes. Como se verá, el logro de la máxima ductilidad posible no es cuestión de una conclusión única, sino que es todo un proceso riguroso de diseño y construcción, que permite, al tomar en cuenta desde las variables más importantes hasta los pequeños detalles, ampliar la capacidad de deformación de los muros estructurales sin que disminuya su nivel de resistencia. Se recalca nuevamente que mayores ductilidades del muro, representan también mayores ductilidades de la estructura como un todo.

### 2.1 IDEAS GENERALES

El cálculo de esfuerzos en muros estructurales de edificios altos, cuando no se encuentran conectados en su mismo plano con otros elementos estructurales y cuando no poseen dentro de su cuerpo aberturas que causen concentración de esfuerzos, se puede realizar con sólo recurrir a los conocimientos básicos de la Resistencia de Materiales. La parte que le corresponde al diseño en Concreto Reforzado, necesita a más de la ideas elementales de dicha teoría, algunos refinamientos con el afán de mejorar su ductilidad, de permitir el desarrollo de articulaciones plásticas, de evitar el pandeo potencial debido a su pequeño espesor, de darle suficiente conexión con la losas y de proporcionarle una cimentación adecuada.

En la fig 2.1 se aprecia la planta, la elevación, la carga y los momentos flexionantes de un edificio perteneciente a este sistema estructural. Al actuar el sismo en sentido 'Y', los dos muros paralelos a dicha acción responderán como vigas en voladizo, es decir por medio de flexión y corte; la respuesta debe incluir además la compresión causada por las cargas de gravedad. Si el sismo actúa en sentido 'X', el sistema resistente es a base de interacción muro-marco, cuyo comportamiento es tema del capítulo 3.

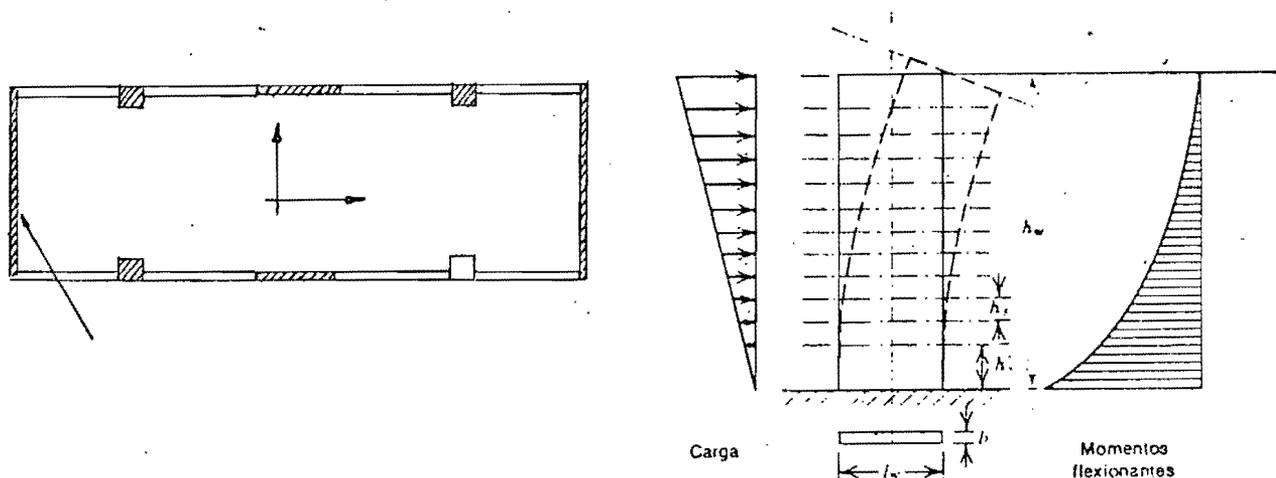


FIG. 2.1 Muros estructurales en voladizo (8).

La isostaticidad de este sistema estructural exige prolijidad en el diseño y en la construcción, para lograr la combinación adecuada de resistencia y ductilidad, que se refleje en el comportamiento esperado de todo el edificio. Se recomienda (1), cuando existen varias líneas con este tipo de resistencia, dejar un muro con respuesta elástica al momento de producirse las articulaciones plásticas en el resto de muros de la estructura; mediante análisis se debe escoger el muro adecuado para tal fin.

## 2.2 TIPOS DE COMPORTAMIENTO

Aunque un muro estructural en voladizo, esencialmente se encuentra a flexión durante una excitación sísmica, no siempre este tipo de esfuerzo gobierna su comportamiento. Es así, que la falla de muros se encuentra marcadamente influenciada por el tipo de sollicitación, por la relación altura/longitud:  $h_w/l_w$ , por la forma de su sección transversal, por la cantidad y distribución de su refuerzo, y hasta por el proceso constructivo.

Se preve en general dos clases básicas de falla que caracterizan el comportamiento de un muro: por corte y por flexión. Se puede esperar también una falla por combinación de flexión y corte, y otro tipo de falla llamada de flexión dúctil (1,17).

### 2.2.1 MUROS A CORTE

Son muros que ante carga sísmica se deforman principalmente por corte, es decir, su comportamiento y resistencia se encuentran claramente influenciados por el esfuerzo cortante; se puede decir también, que la energía de deformación por corte es significativa respecto a la de flexión. Se acostumbra encasillar dentro de este tipo a los muros que bajo la acción de cargas laterales, tienen una deformación por cortante que excede del 10% de la deformación total (1). Definitivamente, estos elementos tienen comportamiento frágil; se espera que todos aquellos con una RELACION DE ASPECTO:  $h_w/l_w$  menor que 1, fallen de esta manera.

### 2.2.2 MUROS A FLEXION

Son muros que bajo fuerzas laterales, almacenan mayor cantidad de energía de deformación por flexión que por corte. Para propósito de clasificación, se limita como máximo un 10% de deformación por corte respecto a la deformación total (1). Es obvio entonces, que en este caso es aplicable la hipótesis de las secciones planas, y el cálculo de esfuerzos se puede efectuar sin cometer errores significativos mediante la teoría de flexión pura. Se espera que los muros con relación de aspecto mayor que 2 fallen por flexión. Otro criterio análogo para diferenciar el comportamiento a flexión, se basa en el CLARO DE CORTANTE:  $M/Vl_w$ , el cual debe ser mayor que 2 para que exista predominio de flexión, donde  $M$ = momento flexionante,  $V$ = fuerza cortante y  $l_w$ = longitud del muro (35).

### 2.2.3 MUROS A FLEXION Y CORTE

Son muros en cuyo comportamiento final intervienen con igual importancia las deformaciones debidas al corte y las debidas a flexión. Su mecanismo de falla se debe a una combinación de los dos tipos de comportamiento anteriores, y por tanto los muros con relación de aspecto comprendida entre 1 y 2 presentarán es-

te tipo de falla, caracterizada por fisuras de corte que nacen en el extremo de fisuras por flexión y situadas aproximadamente a una distancia de la base igual a la longitud  $l_w$  del muro (2, 17). Cuando no se pone especial cuidado en su diseño, la falla por corte es la que gobierna el comportamiento, pero aún en el caso en que se tomen precauciones para anticipar la fluencia del refuerzo vertical, se tiene una combinación de fisuras por flexión con fisuras por corte, y el colapso resulta por aplastamiento del concreto comprimido luego de la fractura del refuerzo por cortante más esforzado.

#### 2.2.4 MUROS A FLEXION DUCTIL

Son muros que representan un caso especial de los muros a flexión, en los que se exige, que a más de cumplir con los requisitos de muros a flexión, posean un factor de ductilidad no menor a tres (1). Es el factor de ductilidad mencionado, el encargado de exigir prolijidad de diseño y detallado de refuerzo que aleje cualquier sombra de falla frágil. Un muro con este tipo de comportamiento es ampliamente deseado en edificios sismorresistentes y es aquí donde se encuentra enfocado el objetivo del presente trabajo; por tanto, todas las recomendaciones presentadas en el transcurso siguiente, no son sino para proporcionar el máximo posible de resistencia y de ductilidad, evitando a la vez se anticipe cualquier tipo de falla frágil.

### 2.3 RESISTENCIA DE MUROS ESBELTOS EN VOLADIZO

#### 2.3.1 RESISTENCIA A FLEXION

Cárdenas y Magura (2), trazaron con los resultados encontrados en sus experimentos, gráficas idealizadas de momento-curvatura para secciones de muros cuya longitud  $l_w$ , sea 25 veces mayor que su espesor 'b'. Se varió la cantidad y la forma de distribución del refuerzo; se supuso que la resistencia al corte es adecuada; no se incluyó carga axial, y se hicieron comparaciones con un muro conteniendo 0.25% de cuantía vertical uniformemente

distribuida, asumiendo que la resistencia a la flexión y la curvatura última de éste, representan el 100%. Véase fig 2.2.

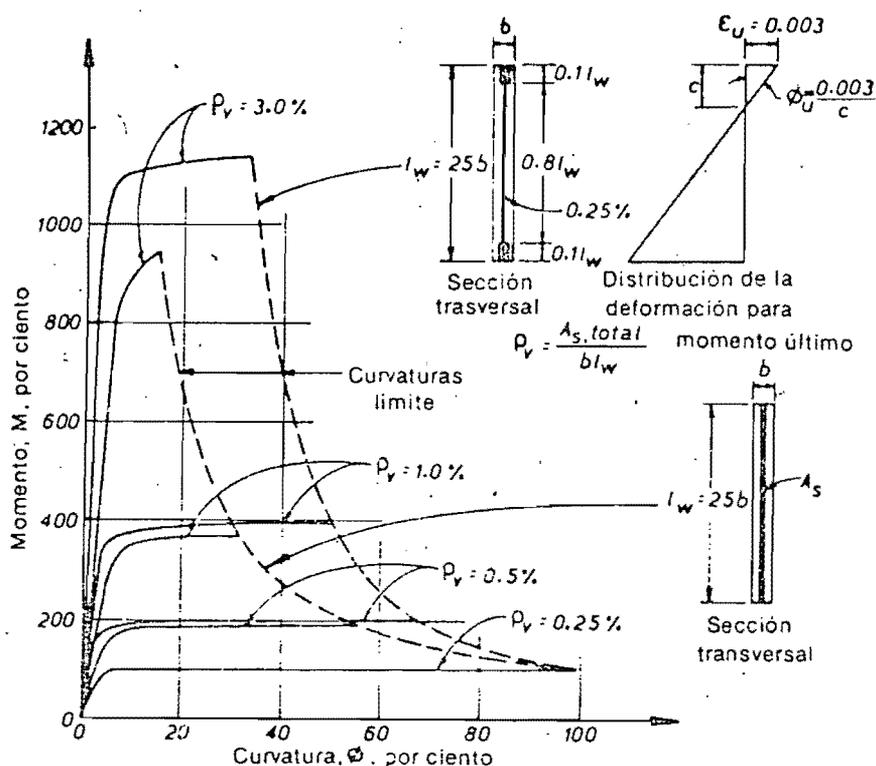


FIG. 2.2 Efecto de la cantidad y distribución del refuerzo vertical en la curvatura última de las secciones de muros estructurales (9).

La fig 2.2 invita a pensar que conforme se aumenta la cuantía vertical más allá del valor 0.25%, se logra un incremento de resistencia en cualquiera de los dos tipos de distribución del refuerzo.

Al comparar los dos sistemas de distribución del refuerzo, se encuentra que para una misma cuantía vertical, los muros con refuerzo concentrado en sus extremos, presentan más resistencia y más capacidad de rotación que aquellos con refuerzo uniformemente distribuido. De esto se desprende que la sección con acero distribuido uniformemente es indeseable, tanto desde el punto de vista económico por necesitarse mayor cantidad de acero para una misma resistencia, como por la baja capacidad de absorción

de energía en el rango inelástico. Esta diferencia se hace más palpable a medida que aumenta la cuantía; así por ejemplo, un muro con 3.0% de cuantía vertical y con el exceso de dicha cuantía sobre el mínimo de 0.25% colocado en los extremos de la sección del muro, presenta una curvatura máxima de 2.2 veces mayor y una resistencia 1.2 veces mayor que en el muro con igual cantidad de refuerzo pero uniformemente distribuido en su sección.

La conclusión más importante del trabajo de Cárdenas y Magura (2), a más de la concerniente a la forma de distribuir el acero, radica en la validez para flexión en muros, de las especificaciones para vigas a flexión de la sección 10.2 del Reglamento ACI-318-71, las cuales se han mantenido invariables en la versión 1983 de dicho Reglamento (3).

#### **2.3.1.a REFUERZO MINIMO POR FLEXION**

Se especifica en la sección A.5.2.1 del Reglamento ACI-318-83 (3) una cuantía mínima de 0.25% y un espaciamiento no mayor a 45 cm. para el refuerzo por flexión en el alma del muro ante acciones sísmicas. En la ref. 5 se anota que el espaciamiento máximo para el alma, no sea mayor a 40 cm. ni a 2 veces el espesor del muro

Para lograr un muro con comportamiento a flexión dúctil, es necesario tener presente en el diseño una cuantía mínima concentrada en los extremos del muro. Esta limitación es adicional a aquella de fijar una cuantía vertical no menor al 0.25% en el alma del muro, y trata de impedir una caída de resistencia después de que se hayan producido fisuras en el concreto por causa de la flexión.

Un buen comportamiento se logra chequeado dos criterios (1). Primero, recordando que un muro estructural esbelto en voladizo se encuentra trabajando primordialmente por flexión, se aplicará el mismo criterio existente en vigas; es decir, se recurrirá a la sección 10.5.1 del Reglamento ACI-318-83, según la cual:

$$p \geq 14/f_y$$

El segundo criterio se basa en dar por lo menos una cantidad - tal de acero, que proporcione una resistencia igual al momento de agrietamiento de la sección ' $M_{cr}$ '. Sólo que en el caso de mu - ros, existe una carga axial cuyo efecto debe ser tomado en cuen - ta. Así,

$$M_{cr} = \frac{I_g}{Y_t} \left( 2 f'_c + \frac{N}{A_g} \right)$$

donde,  $I_g$  = momento de inercia total de la sección de concreto - respecto al eje centroidal y sin tomar en cuenta el refuerzo; -  $Y_t$  = distancia del eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tensión sin considerar el refuerzo;  $N$  = carga axial;  $A_g$  = área total de la sección;  $M_{cr}$  = momento de agrietamiento. La parte debida a flexión de la última fórmula, se encuentra res - paldada por las ecuaciones 9.8 y 9.9 del Reglamento ACI-318-83.

En muros estructurales de sección rectangular se acostumbra con - centra el refuerzo de los extremos, dentro de una longitud que varia del 10% al 20% de la longitud total del muro,  $l_w$ . Cual - quiera que sea el ancho de concentración escogido, trae consigo una variación del peralte efectivo ' $d$ '. En general, un valor de  $d = 0.8l_w$  proporciona resultados confiables (4); véase la fig - 2.3. El refuerzo concentrado en los extremos debe llevar estri - bos al igual que en columnas para evitar un posible pandeo cuan - do llegue a la fluencia; para este fin revícese el contexto del numeral 2.3.1.c.

### 2.3.1.b ENVOLVENTE DE DISEÑO POR FLEXION

Análisis dinámicos efectuados en muros estructurales indican que la envolvente de momentos flexionantes es bastante diferente a la encontrada de un análisis estático ante cargas sísmicas espe - cificadas. Es así que la tradicional distribución parabólica, - se aproxima durante la excitación sísmica a una variación line-

al (5). Por ejemplo, en la fig 2.4 se aprecia la envolvente dinámica para un edificio de 20 niveles con muros estructurales en voladizo.

La envolvente lineal que aconseja un análisis dinámico se ve corroborada por un hecho que tiene más de criterio que de análisis, y es que si un muro es perfectamente diseñado en conformidad con el diagrama de momentos elásticos, la articulación plástica podría ocurrir en cualquier sección a través de la altura del muro. El diseño de acuerdo al diagrama de momentos implicaría entonces, un detallado especial del refuerzo por corte en toda la altura del muro, para impedir así una falla frágil en cualquier sección del mismo, y permitirle gran capacidad de rotación a lo largo de toda su altura.

Paulay (5,6) aconseja además, que la envolvente lineal se desplace sobre la base una distancia igual a la longitud del muro  $l_w$ , para permitir un perfecto desarrollo de la articulación plástica en esa zona; entonces sí, a la varillas verticales se les asignará su correspondiente longitud de desarrollo a medirse desde la envolvente de diseño. Cuando se toman las precauciones anteriores, resumidas en la figura 2.5, ya no son necesarios detalles por ductilidad en ninguna otra sección del muro. Lo dicho también puede verse desde el punto de vista de permitir redistribución de momentos.

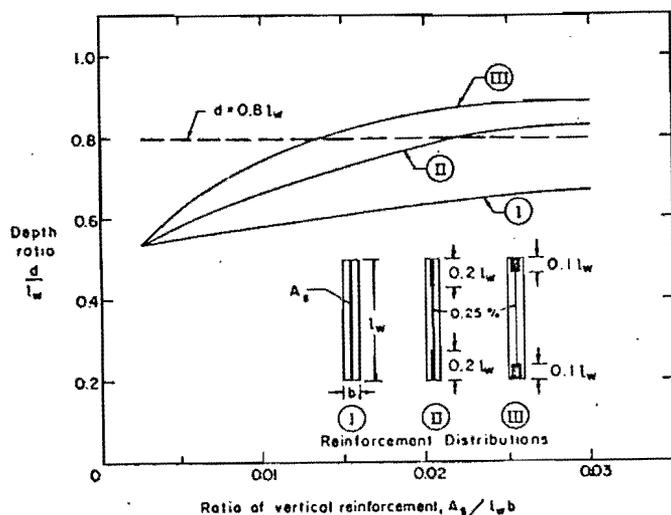


FIG. 2.3 Variación del peralte efectivo en muros estructurales de sección rectangular (4).

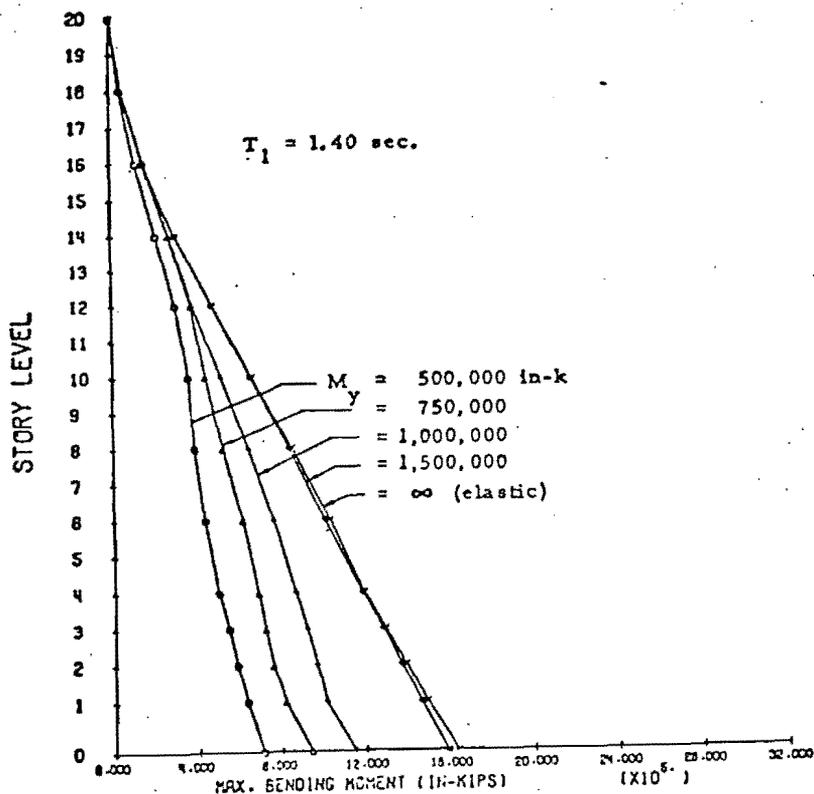


FIG. 2.4 Envolvente de momentos flexionantes dinámicos de un muro estructural de 20 niveles, con diferentes capacidades de momento de fluencia en la base (5).

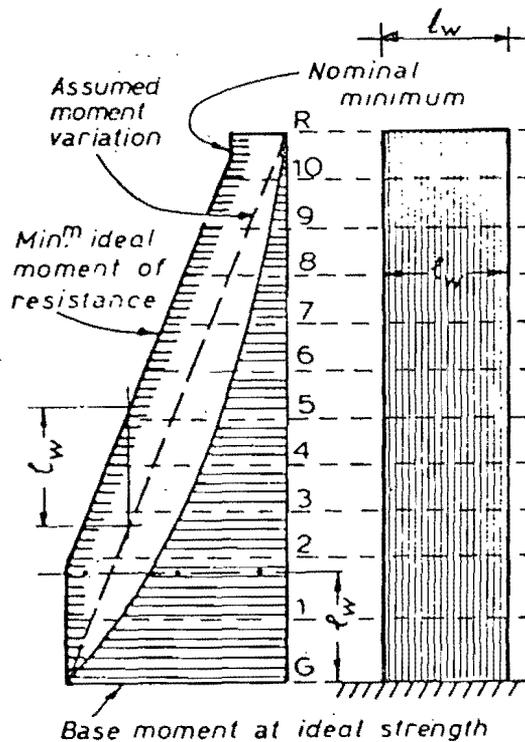


FIG. 2.5 Envolvente de diseño recomendada para momentos flexionantes en muros en voladizo (5).

### 2.3.1.c CONFINAMIENTO DEL REFUERZO PRINCIPAL

El confinamiento del refuerzo principal en las zonas más comprimidas de los muros, es de vital importancia para evitar fallas prematuras que impidan se alcance la resistencia y la ductilidad esperada de los muros (6). Un buen detallado asegura que el refuerzo principal no se pandee anticipadamente, que exista una perfecta interacción entre alma y patín en secciones no rectangulares, que el concreto comprimido se encuentre adecuadamente restringido ante la expansión lateral provocada cuando la deformación unitaria del concreto supere el valor de 0.003, es decir que sea mantenido el concreto fisurado dentro del núcleo, y que el deterioro estructural no sea de importancia.

El refuerzo de confinamiento se proporcionará siempre que la deformación unitaria de compresión exceda a 0.0015, y se extenderá sobre la altura probable de articulación plástica, pero no menor de la longitud  $l_w$  del muro. Se utilizan los mismos principios del confinamiento en columnas con la sólo excepción que en muro no es necesario confinar toda la sección. Así, se recomienda usar (5) un área efectiva de estribos principales y suplementarios en  $\text{mm}^2$ , ' $A_{sh}$ ', con un espaciamiento vertical centro a centro en mm,  $s_h$ , dado por el mayor valor de las siguientes ecuaciones:

$$A_{sh} = 0.3s_h h'' \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \left( 0.5 + 0.9 \frac{c}{l_w} \right)$$

$$A_{sh} = 0.12s_h h'' \frac{f'_c}{f_{yh}} \left( 0.5 + 0.9 \frac{c}{l_w} \right)$$

donde  $c/l_w \leq 0.8$ ;  $A_g$  = área total de la mitad exterior del muro sujeta a compresión en  $\text{mm}^2$ ;  $A_c$  = área en  $\text{mm}^2$  del núcleo de concreto dentro de  $A_g$  y situado entre las caras exteriores de los estribos, cuya dimensión es 'h' en mm;  $f_{yh}$  y  $f'_c$ , dados en MPa, son respectivamente el esfuerzo de fluencia de los estribos y la resistencia cilíndrica del concreto.

Se asegura a un buen confinamiento con valores de  $s_h$  menores a 6 veces el diámetro de las varillas longitudinales, un tercio del espesor del muro confinado, o 15 cm, cualquiera que sea menor. Señala Paulay (5) que el anterior criterio es para asegurar confinamiento del concreto, pero que debe revisarse un segundo criterio que tome en cuenta el pandeo de las varillas longitudinales. En tal caso, las varillas longitudinales irán espaciadas horizontalmente a  $s_v \leq 20$  cm, se usarán estribos si:

$$p_l = \frac{\sum A_b}{bs_v} > \frac{2}{f_y}$$

donde  $f_y$  se encuentra en MPa,  $A_b$  es la suma de áreas en  $\text{mm}^2$  de varillas longitudinales sin estribo directo y a menos de 7.5 cm de la cara interior del estribo; ver fig 2.6. Entonces el área en  $\text{mm}^2$  de una rama, ' $A_{te}$ ', se calcula con:

$$A_{te} = \frac{A_b f_y}{16 f_y h} \times \frac{s_h}{100}$$

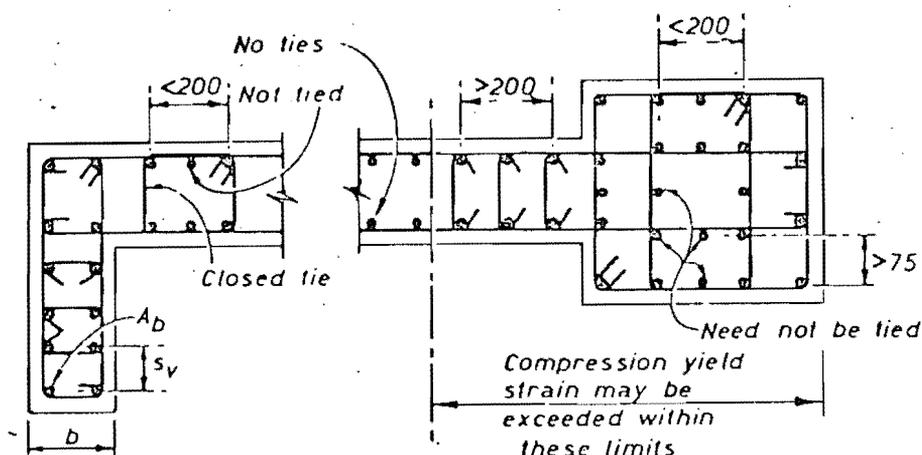


FIG. 2.6 Refuerzo transversal para zonas potenciales de cedencia en secciones de muros estructurales (5).

### 2.3.1.d CRITERIOS SOBRE ADHERENCIA Y ANCLAJE

Aplicando los mismos conceptos para adherencia en vigas, se quiere evitar empalmes de varillas principales en secciones de momento crítico. Entonces, como prevención contra una falla prematura, es recomendable que las varillas no se traslapen en la zona de posible articulación plástica, y que en el resto se vayan traslapando alternadamente en pisos diferentes, dejando por lo menos la mitad de las varillas principales sin traslapar en cada nivel. En las zonas donde hay traslapos se recomienda el uso de estribos estrechamente espaciados.

El diseño de emplames se hará en base a las especificaciones pertinentes del Reglamento (3), pero en ningún caso se usarán longitudes menores a 30 veces el diámetro de la varilla, ni a 40 cm. En caso de usar empalmes soldados u otras conexiones mecánicas, no deben unirse más del  $\frac{1}{4}$  de las varillas de un mismo nivel. La distancia entre empalmes adyacentes será mayor a 30cm.

### 2.3.2. RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESION

Los mismos Cárdenas y Magura, encontraron en la investigación que emprendieron (2), que la carga axial modifica la relación momento-curvatura, lo cual se entiende al recordar el diagrama de interacción entre carga axial y momento flexionante para columnas. En vista de la gran sección transversal de los muros, la carga axial que éstos soportan, son en la mayoría de los casos menores a  $0.25f'_c A_g$ , y por ende, menor también a la carga que provocaría una falla balanceada:  $0.425\beta f'_c A_g$ ; recordando entonces nuevamente el diagrama de interacción para flexocompresión, el rango en el que actúa la carga axial de un muro estructural, indica que la capacidad por flexión se ve incrementada gracias a dicha carga.

Entonces, la resistencia bajo este tipo de sollicitación, se puede calcular con buena aproximación para muros rectangulares con refuerzo uniformemente distribuido y sujetos a una carga axial

inferior a la balanceada, mediante la siguiente fórmula (2):

$$M_u = \frac{\phi A_s f_y l_w}{2} \left(1 + \frac{N_u}{A_s f_y}\right) \times \left(1 - \frac{c}{l_w}\right)$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{q + \alpha}{2q + 0.85}$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c}$$

$$\alpha = \frac{N_u}{A_g f'_c}$$

donde,  $M_u$  = momento resistente de diseño;  $A_s$  = área total del refuerzo vertical;  $\phi$  = factor de reducción de capacidad;  $N_u$  = carga axial de diseño, asumida positiva con la compresión;  $c$  = distancia al eje neutro desde la fibra extrema en compresión;  $A_g$  = área de la sección transversal total de concreto =  $l_w h$ .

En la literatura existente se presentan algunos diagramas de interacción, que ahora son reproducidos en las figs 2.7 y 2.8 para secciones-canal con refuerzo uniformemente distribuido (7), y en la fig 2.9 para diferentes arreglos no simétricos de refuerzo (5). Debe tenerse presente que, dado el bajo nivel de cargas axiales en muros, se espera generalmente que el problema de flexocompresión sea de orden secundario.

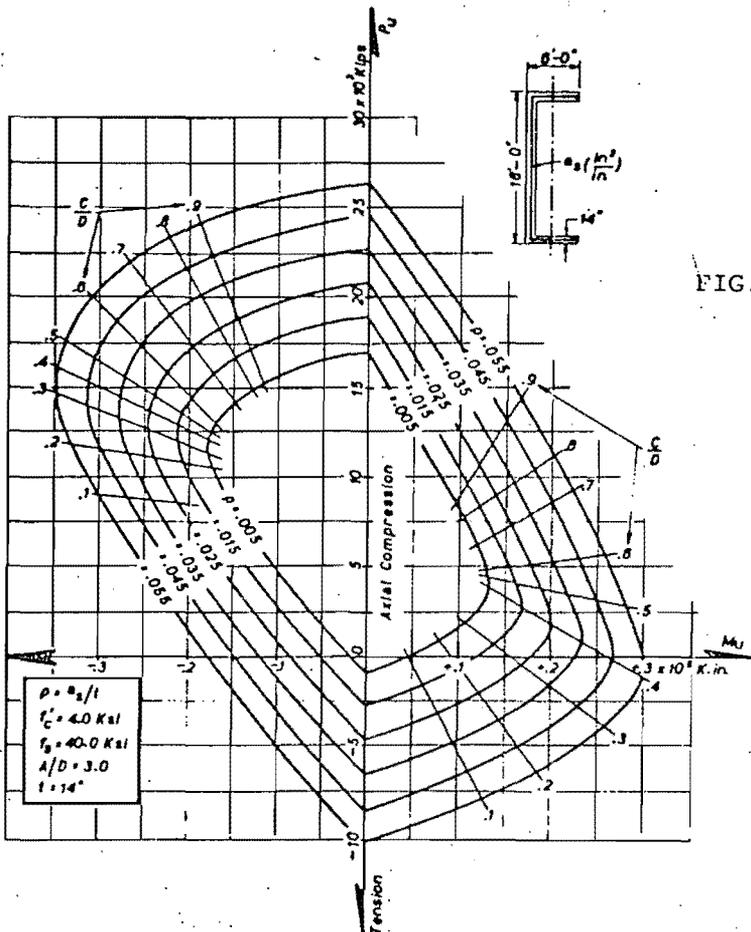


FIG. 2.7 Curva de interacción momento-fuerza axial para un muro de sección canal con refuerzo distribuido uniformemente (7).

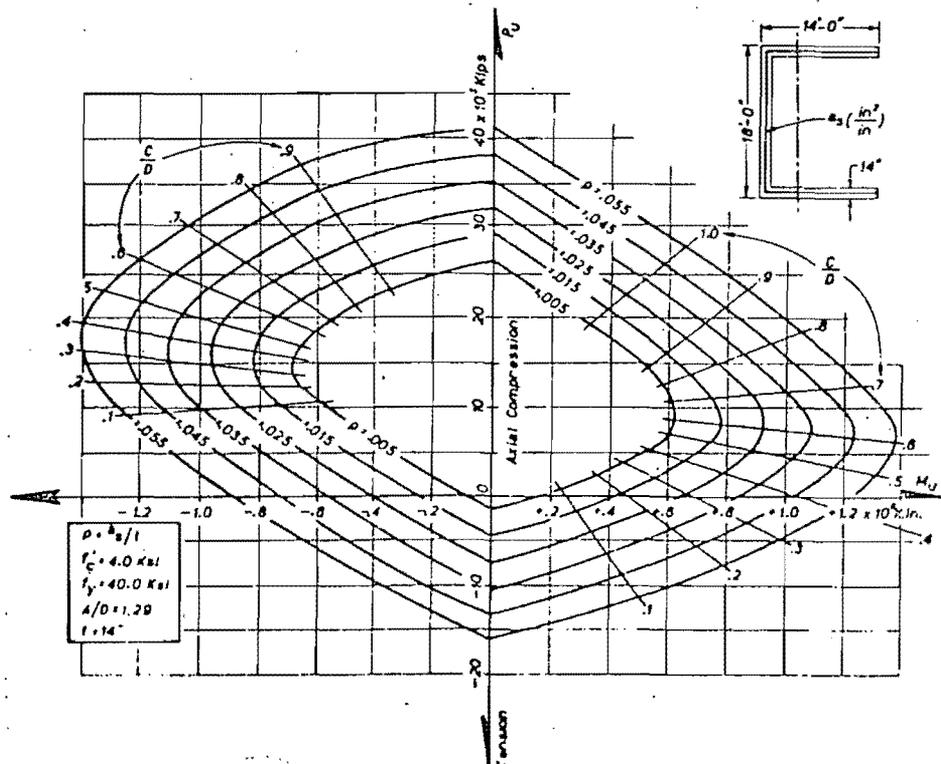


FIG. 2.8 Curva de interacción momento-fuerza axial para un muro estructural de sección en forma de canal y refuerzo distribuido uniformemente (7).

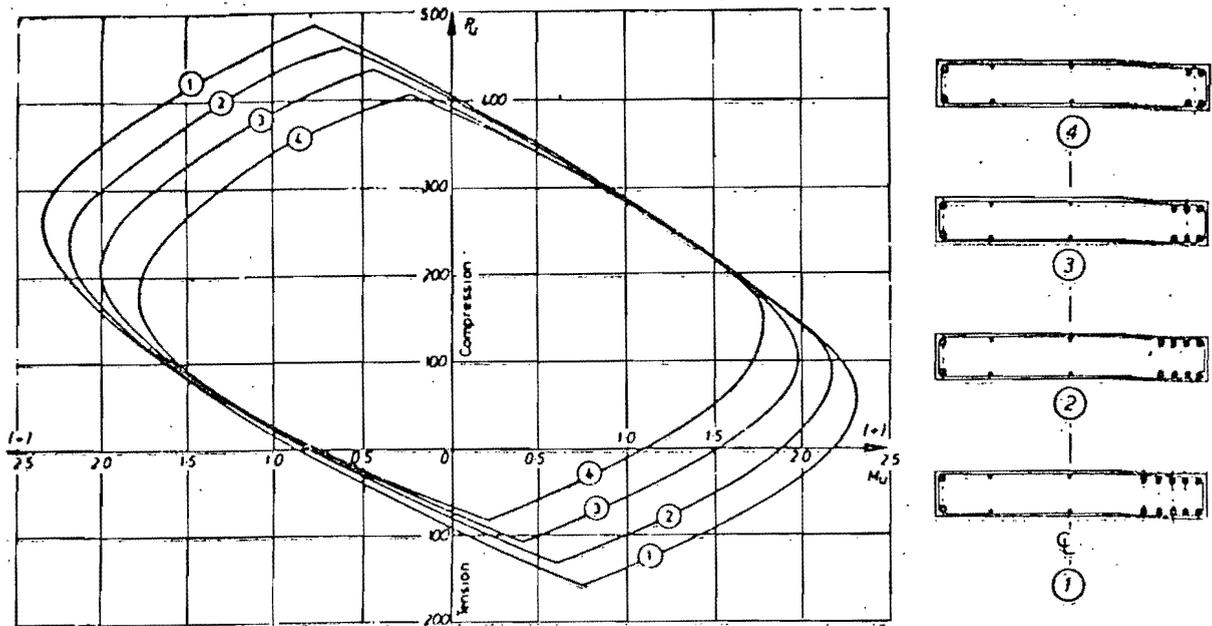


FIG. 2.9 Curvas de interacción momento-fuerza axial para un muro estructural de sección rectangular y armado asimétrico (5).

### 2.3.3 RESISTENCIA A CORTANTE

#### 2.3.3.a CRITERIOS GENERALES

De la parte de resultados de la ref 2 aplicables al diseño por corte, se comprueba que la cuantía mínima especificada de 0.25% para el refuerzo transversal, permite desarrollar plenamente la resistencia a la flexión de los muros estructurales. Se observó además, incremento de la resistencia al corte, lógicamente con el aumento de cuantía transversal, y aún con el aumento de cuantía longitudinal. La conclusión más importante de dicha investigación en lo que respecta al diseño por cortante, dice que las disposiciones para muros del Reglamento ACI-318-71, sección 11.10, las cuales siguen vigentes en la versión 1983 (3), son adecuadas y conservadoras, y que de cumplirse con una cuantía transversal mínima de 0.25% en muros estructurales de edificios altos, la falla siempre se encontrará gobernada por la flexión y no por el cortante.

Las principales variables que afectan su comportamiento son la relación  $h_w/l_w$  o  $Vl_w/M$ , la cantidad y distribución del refuerzo, el nivel de carga axial y el tipo de elemento en los extremos del muro.

Cuando se tiene en la mira un diseño por flexión dúctil, se debe calcular el refuerzo horizontal para resistir la totalidad del cortante en las zonas donde puede ocurrir fluencia del refuerzo vertical, las cuales se encuentran generalmente en la base del muro, donde además es posible dicho fenómeno en las dos caras laterales debido a la acción cíclica reversible del sismo. Lo anterior equivale a desprestigiar la contribución al corte del concreto situado en la zona de articulación plástica, e incluso se desprestigia la ayuda de la carga axial de compresión sobre la resistencia al corte. La presente recomendación se explica porque en dicha zona se van juntando fisuras por flexión y corte, que al cabo de varios ciclos de inversión de esfuerzos, causa el deterioro del concreto (9,10).

La altura hasta la que se debe proveer el refuerzo transversal, debe llegar por lo menos hasta  $1.5l_w$ . Con tal recomendación se está garantizando que en la zona de posible articulación plástica, nunca se adelantará el modo de falla por corte al de flexión. Diseños mucho más cuidadosos exigen también que la altura  $1.5l_w$  se compare con la altura del primer entrepiso, y se tome la mayor.

Se ha comprobado en ensayos ante carga cíclica, que un mismo muro con comportamiento dúctil ante carga monotónica, se comporta inadecuadamente ante cargas sísmicas, lo cual se debe a que una vez entrado el muro en el comportamiento inelástico, la resistencia al corte en el próximo ciclo de carga contraria, sólo aparecerá si el nuevo desplazamiento es mayor que el anterior, ya que las deformaciones plásticas de los estribos no se recuperan y los anchos de las fisuras se van incrementando progresivamente en cada nuevo ciclo.

Otro comportamiento que cuestiona el efecto benéfico de la carga axial sobre la resistencia al cortante es el resultante de las aceleraciones verticales de un sismo poco profundo, que podría en algún grado contrarrestar la acción de la gravedad. Paulay (8) hace una recomendación menos drástica que la de despreciar totalmente la resistencia del concreto para soportar corte en zonas de articulación plástica, y es que se desprecie sólo en caso de que el esfuerzo de compresión axial en el área bruta sea menor que  $0.2f'_c$ . El mismo Paulay (5,6) propone posteriormente que se desprecie en caso de ser menor a  $0.1f'_c$  únicamente; de este modo, el esfuerzo cortante que soporta el concreto se puede evaluar mediante la siguiente relación:

$$v_c = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{N_u}{A_g} - \frac{f'_c}{10}}$$

Con el objeto de mejorar las características de rigidez, ductilidad, resistencia y capacidad de almacenar energía, a base de controlar el ancho de las fisuras diagonales, Paulay sugiere que el refuerzo transversal siempre debe estar diseñado para encontrarse trabajando elásticamente al instante en que el muro alcanza su capacidad por flexión.

### 2.3.3.b CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Es interesante observar la evolución del pensamiento sobre el diseño a corte de muros estructurales. En un comienzo (4), la falta de resultados experimentales y de estudios sobre este tema, llevó a considerar que la resistencia del concreto para relaciones de aspecto menor a 1, era igual a la de vigas peraltadas, es decir,  $1.4\sqrt{f'_c}$  Kg/cm<sup>2</sup>, y para relaciones de aspecto mayores a 2.7, se consideró un comportamiento igual a vigas esbeltas, es decir el concreto resiste un esfuerzo de  $0.53\sqrt{f'_c}$  Kg/cm<sup>2</sup>. El esfuerzo de corte soportado por el refuerzo, se consideró despreciable para relaciones con  $h_w/l_w \leq 1.0$ , y para  $h_w/l_w \geq 2$  se hizo la misma consideración que en vigas esbeltas, entonces el

esfuerzo cortante total será menor o igual a  $2.7\sqrt{f'_c}$  Kg/cm<sup>2</sup>. Un esquema de estos límites consta en la figura 2.10.

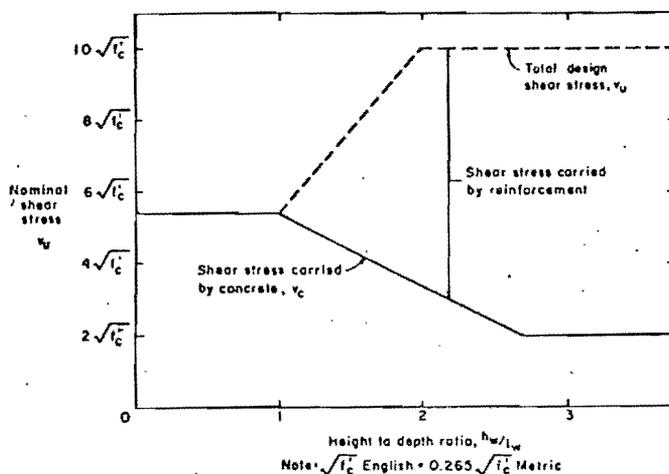


FIG. 2.10 Provisiones sobre cortante para muros estructurales según el UBC de 1970 (4).

Investigaciones posteriores, entre ellas las de Cárdenas y Magura (2), confirmaron la diferencia de comportamiento ante corte, de los muros estructurales respecto a las vigas peraltadas; diferencias causadas principalmente porque las vigas peraltadas son cargadas a través de las fibras externas en compresión, mientras que los muros reciben la carga de manera distribuida en su longitud por medio de los diafragmas de piso, esto origina en los respectivos elementos sin refuerzo de corte, mayor resistencia del concreto en vigas peraltadas que en muros (4,35). Por otro lado, las vigas peraltadas no están sometidas a carga axial, mientras que en los muros la carga axial de tracción o compresión ejerce notable influencia.

Luego de vislumbrar la diferencia de comportamiento, se optaron por nuevos límites para los esfuerzos de corte. Primero, para encontrar la resistencia al corte soportada por el concreto, se aclaran dos tipos de fisuras observables en elementos a flexión:

debidas al corte y debidas a la flexión.

Las fisuras por cortante en el alma se esperan en muros cuando los esfuerzos principales de tensión en las cercanías de su eje longitudinal, exceden la resistencia a tensión del concreto. Este criterio, junto con un peralte efectivo de  $0.8l_w$  originan la ecuación 11.32 del Reglamento ACI-318-83, para determinar el cortante nominal por causa del corte en el alma, así:

$$V_c = (0.87 f'_c)bd + \left(\frac{N_u}{4l_w}\right)d \quad (\text{Kg})$$

Las fisuras debidas a cortante por flexión se presentan cuando las fisuras por flexión se inclinan por la presencia de corte; corresponden aproximadamente a la existencia de un esfuerzo de tensión por flexión de  $1.6\sqrt{f'_c}$  Kg/cm<sup>2</sup> en una sección a  $l_w/2$  arriba de la sección investigada. Este criterio es tomado en cuenta en la elaboración de la ecuación 11.33 del Reglamento ACI-318-83 para obtener el cortante original por causa del cortante por flexión, la cual es:

$$V_c = \left[ 0.16 f'_c + \frac{l_w (0.33\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h})}{M_u/V_u - l_w/2} \right] bd \quad (\text{Kg})$$

La última ecuación deja de ser aplicable al momento en que el término  $M_u/V_u - l_w/2$  se hace negativo.

Entonces, el corte soportado por el concreto corresponde al menor valor calculado con las ecuaciones anteriores, donde  $N_u$  es positivo para compresión. El valor de  $V_c$  no necesita ser menor a  $0.53\sqrt{f'_c}bd$  kg. En la fig 2.11 se observa las curvas que representan a las ecuaciones anteriores.

La contribución del refuerzo horizontal es necesaria cuando el cortante externo es mayor que la resistencia al cortante nomi -

nal por el factor de reducción, es decir si:  $V_u > \phi V_c$ ; entonces si  $A_v$  es el área del refuerzo horizontal espaciado cada 's', su contribución al corte se calcula mediante:

$$V_c = \frac{A_v f_y d}{s} \quad ; \quad d = 0.8 l_w$$

Se limita el cortante total al valor superior de  $2.7\sqrt{f'_c}$  Kg/cm<sup>2</sup> y el valor de 's' a  $l_w/5$ ,  $3b$  o 45 cm, cualquiera que sea menor. En el cuerpo del Reglamento ACI-318-83 (3) se especifica una cuantía horizontal mínima de 0.25%, la cual si se encuentra bien colocada puede generar una resistencia ante esfuerzo cortante de  $0.53\sqrt{f'_c}$ . La fig 2.12 presenta gráficamente lo dicho en las últimas líneas; gráficas similares para diferentes resistencias de concreto se pueden encontrar en las refs. 10,35.

En caso de tener  $N_u$  como fuerza axial de tensión, se la considere negativa para encontrar la resistencia del concreto al cortante en tal situación, cuya expresión dada en el numeral 11.3.2.3 del Reglamento ACI-318-83, es:

$$V_c = 0.53 \left( 1 + 0.029 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad (\text{Kg})$$

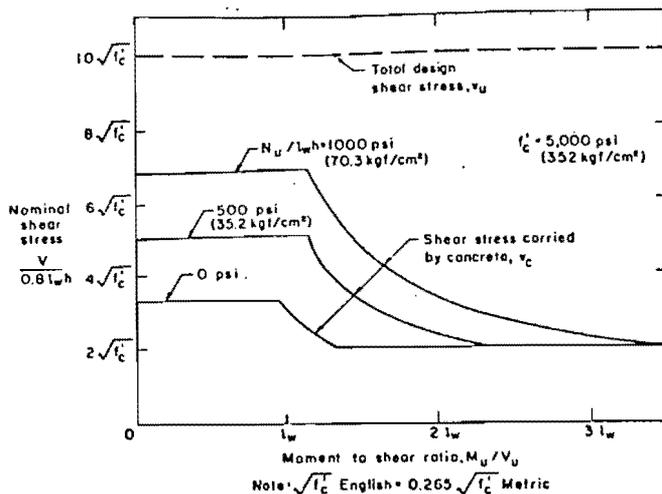


FIG. 2.11 Cortante soportado por el concreto en muros estructurales de sección rectangular (4).

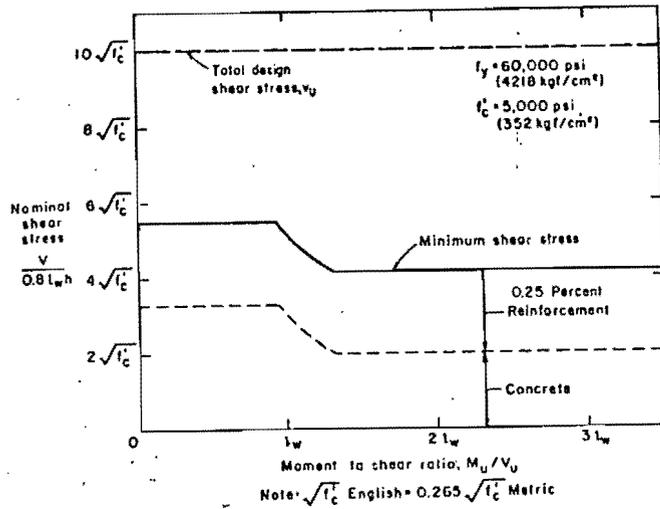


FIG. 2.12 Mínima resistencia al corte de muros estructurales con sección rectangular (4).

A más de la resistencia de  $0.53\sqrt{f'_c}$  que puede generar la mínima cantidad de refuerzo transversal, se puede obtener otro tanto - por medio del concreto si se encuentra en el rango elástico. se deduce entonces, que en las partes superiores de un muro estructural en voladizo, es decir en zonas donde no se espera que lleve la fluencia del refuerzo vertical, el muro puede desarrollar aproximadamente un esfuerzo cortante de  $1.06 f'_c \text{ Kg/cm}^2$ . Por tanto, la excitación sísmica no ejerce efectos significativos en las regiones donde no se esperan articulaciones plásticas, fig 2.12. Al respecto debe tenerse especial cuidado en los niveles donde se efectúa reducción de la sección del muro.

### 2.3.3.c FACTORES DE SEGURIDAD ADICIONAL

Se sabe que el comportamiento del muro no es elastoplástico perfecto, de aquí que al continuar la deformación de un muro dúctil una vez que la sección se clasificó, habrá un incremento de resistencia debido al endurecimiento por deformación del acero o acritud. Se produce entonces una sobrerresistencia por flexión que debe ser considerada en el diseño a corte, porque causa a su vez un incremento de fuerza cortante (1,5). Se define entonces un FACTOR DE SOBERRRESISTENCIA  $\phi_o$ , como el cociente que resulta de dividir el momento de sobrerresistencia para el momento de plastificación de la sección, el cual debe incluirse en el cálculo del cortante de diseño.

En caso de que el muro no sea simétrico en su sección o en el arreglo de su refuerzo, el cálculo de la sobrerresistencia se deberá efectuar en los dos sentidos.

Se ha comprobado además que mediante una respuesta inelástica dinámica (5,6), se tiene en el muro fuerzas cortantes mucho mayores que las proporcionadas por un análisis estático. Este incremento se debe particularmente a los modos dinámicos más altos de respuesta en muros esbeltos con grandes períodos de vibración. El factor que toma en cuenta este efecto, se llama FACTOR DE MAGNIFICACION POR CORTE DINAMICO  $w_v$ , con los siguientes valores estimados (6):

$$w_v = 0.1N + 0.9 \quad ; \quad N = 1, 2, \dots, 5$$

$$w_v = 0.033 + 1.3 \sqrt{1.8} \quad ; \quad N = 6, 7, \dots$$

donde N es el número de niveles. Entonces, la fuerza de diseño por cortante ' $V_w$ ', sin necesitar exceder el valor obtenido al considerar respuesta completamente elástica de la estructura, será igual a la fuerza cortante derivada del análisis ' $V_c$ ', multiplicada por los dos factores definidos anteriormente; así:

$$V_w = w_v \phi V_c$$

#### 2.3.4 EFECTO DE PATINES EN LA RESISTENCIA

Son secciones que aparecen generalmente en los núcleos resistentes de edificios altos, donde la forma de la sección es el mejor provecho arquitectónico que se saca a los pozos de escaleras, ascensores, etc.

Los patines permiten el alojamiento de mayores cantidades de refuerzo en las fibras más alejadas; esto y el inherente incremento de área de concreto en las zonas más comprimidas, incrementa

la capacidad de resistencia a la flexión en forma considerable. Se deduce que en el alma del muro con patines, al compararse con otra de igual área pero de sección rectangular, se encontrarán fuerzas cortantes mucho mayores que transforman el alma en una zona crítica.

En estas secciones cuando se tienen considerables cargas axiales, se puede llegar a un estado de compresión en todo el patín, e incluso, dependiendo de la intensidad de la fuerza axial, parte de alma podría estar comprimida también. Esta observación implica que tal extremo comprimido debería considerarse como una columna, lo cual trae consigo el uso de un factor de reducción de capacidad de 0.7, y un empeño en el diseño del refuerzo horizontal que vendría a hacer las veces de estribos en la columna, fig 2.13a. En cambio, en muros no muy esbeltos y con poca área tributaria, el comportamiento se asemeja a flexión pura y solo un pequeño espesor del patín se encontrará comprimido, necesiándose entonces un factor de reducción de capacidad de 0.9, fig 2.13b (8). Para estados intermedios de carga axial, se hará una interpolación lineal entre los dos valores dados, según el criterio del numeral 9.3.2.2 de la ref 3.

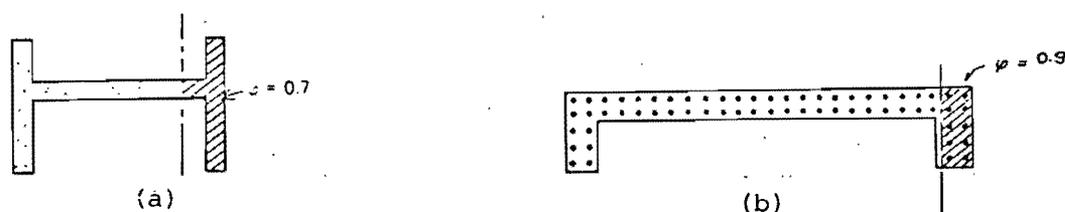


FIG. 2.13 Factores de reducción de capacidad por flexión en muros de sección con patines (8).

En los muros con patín, que tienen una pequeña profundidad del eje neutro, las fibras más tensionadas se encuentran grandemente deformadas; las varillas de acero en esa zona habrán entrado con muchas probabilidades a la región de acritud, lo que generalmente sucede en muros con gran longitud  $l_w$ .

Para evaluar la resistencia por flexión en el instante de la falla, es necesario hacer uso de un diagrama esfuerzo-deformación del respectivo acero, para así conocer los verdaderos niveles de esfuerzo en el rango de endurecimiento por deformación. El resultado es una sobrerresistencia que debe ser tomada en cuenta al momento de diseñar por cortante, según se discutió en 2.3.3.c.

En este tipo de sección, sigue siendo aplicable el principio de despreciar la contribución del concreto para resistir el cortante en las zonas de posible articulación plástica, y la recomendación de que con preferencia el refuerzo transversal se comporte elásticamente al momento de alcanzar la resistencia a flexión.

## 2.4 DUCTILIDAD EN MUROS ESTRUCTURALES ESBELTOS

### 2.4.1 CONCEPTO

Recibe el nombre de DUCTILIDAD, la habilidad de soportar considerables deformaciones más allá de la fluencia y al mismo tiempo mantener la resistencia en el valor de diseño. En muros rigidizantes en voladizo, se puede evaluar la ductilidad de su sección más esforzada en base a dos criterios: DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO ' $U_d$ ', y DUCTILIDAD POR CURVATURA ' $U_\phi$ ', definidos como:

$$U_d = \frac{d_u}{d_y}$$

$$U_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

donde  $d_u$  y  $d_y$ , son las deflexiones de la cima del muro al momento de la fluencia y de la resistencia última respectivamente; mientras que  $\phi_u$  y  $\phi_y$  corresponde en forma similar a los giros en la base del muro cuando se alcanza la fluencia y la resistencia última. La relación entre estos dos criterios se puede apreciar en la figura 2.14, donde también se ve la influencia de la

relación de aspecto (5). Obsérvese por ejemplo, que una ductilidad por desplazamiento de 4, requiere de considerables ductilidades por curvatura en la base del muro. Los límites impuestos a las posibles variaciones de la fig 2.14 y que enmarcan la línea negra gruesa, corresponden solo a diferentes criterios usados para el cálculo de la longitud de articulación plástica.

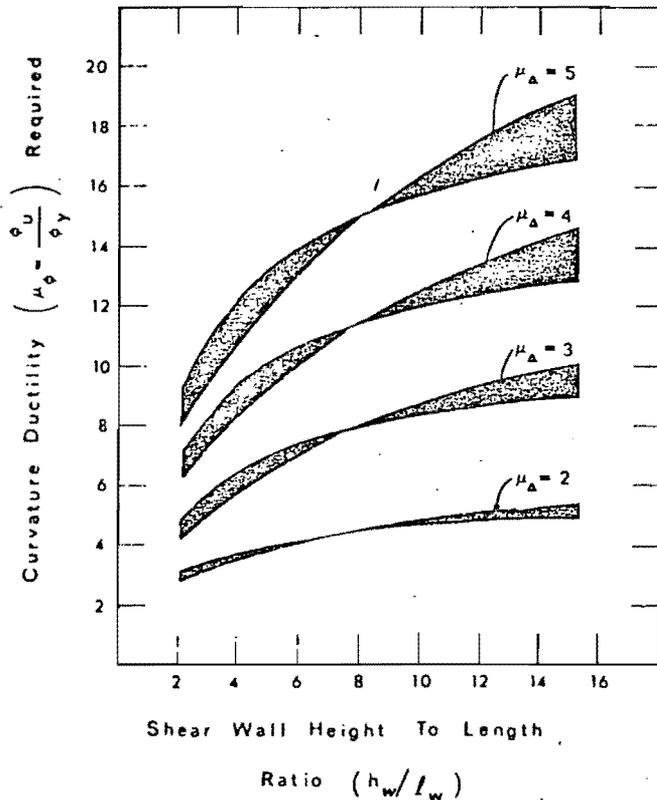


FIG. 2.14 Variación de ductilidad por curvatura en la base de un muro en voladizo en función de  $h_w/l_w$  y de la ductilidad  $\mu_{\Delta}$  por desplazamiento (5).

La evaluación del factor de ductilidad de una estructura requiere de una estimación razonable, pues dicho valor es usado directamente para reducir las aceleraciones del espectro de diseño. En estructuras a base de muros rigidizantes, es más primordial todavía dicha consideración, pues estos elementos son considerados inherentemente frágiles. Es así, que pensar en ductilidad es también pensar indirectamente en la supervivencia de una estructura.

En ocasiones difíciles de proveer ductilidad adecuada, se necesitará por seguridad, diseñar la estructura ante cargas, tanto más altas como tan frágil sea la misma. Más ahora, la idea errónea de considerar a los muros como elementos netamente frágiles, ha ido desapareciendo a raíz que se empezó a mejorar su comportamiento inelástico, y se puede decir que al observar cuidadosamente todas las recomendaciones existentes, se puede lograr ductilidades suficientes como para reducir en 4 veces los niveles de carga dados por el espectro de diseño elástico.

La DUCTILIDAD GLOBAL de la estructura depende de las ductilidades individuales de cada uno de los elementos, de las deformaciones elásticas distribuidas en ellos y del diseño de las conexiones. Las ductilidades local y global, no están respaldadas completamente por el empleo de materiales dúctiles, si no más bien por los modos potenciales de falla que surgen del diseño; por tal razón, es primordial el uso de factores de seguridad que eliminen la probabilidad de que una falla frágil se adelante en el comportamiento dúctil esperado.

El criterio de diseño dúctil en muros, se basa definitivamente en que la fluencia por flexión del refuerzo principal de la zona de articulación plástica, sea la que controle la resistencia de los mismos cuando se ven sometidos a severas acciones sísmicas que exigen considerable respuesta inelástica de ellos. Indirectamente quiere decir que deben impedirse tipos de fallas secundarias durante el comportamiento. Entre los tipos de fallas que rompen con los esquemas de ductilidad, se encuentran las fallas por tensión diagonal, por deslizamiento a través de juntas constructivas, por falta de adherencia y anclaje en el refuerzo, por pandeo del refuerzo principal a compresión, por inestabilidad lateral del muro, por deterioro estructural a causa de un mal armado, o por mala cimentación que no provee el grado de empotramiento asumido en el cálculo.

## 2.4.2 VARIABLES QUE AFECTAN LA DUCTILIDAD

### 2.4.2.a REFUERZO A FLEXION

El aumento de la cuantía de refuerzo por flexión, ya sea en secciones con refuerzo distribuido uniformemente o con refuerzo concentrado en los extremos, trae consigo una disminución de la ductilidad. En cambio, una distribución adecuada de refuerzo se traduce en incremento de la ductilidad; la distribución óptima se refiere a concentrar las varillas de acero en las vecindades de las fibras más esforzadas, pero sólo aquella cantidad que se encuentre en exceso de la exigida como mínima para el alma del muro; ver sección 2.3.1.a. La influencia del refuerzo en la ductilidad se puede apreciar en una gráfica momento-curvatura; la fig 2.2 presenta dichas relaciones encontradas y comprobadas en la ref 2.

Otra fuente de variación de la ductilidad y que se encuentra en manos del refuerzo, es su respectivo esfuerzo de fluencia. Con un aumento de dicho nivel, se logra un aumento en la deformación de fluencia del refuerzo, por lo que aumenta  $\phi_y$ , y además aumenta la profundidad del eje neutro al momento de la resistencia máxima, lo que a su vez disminuye  $\phi_u$  (8). Esto se resume en una disminución de la ductilidad por causa de un incremento de la resistencia de fluencia del acero.

### 2.4.2.b RESISTENCIA Y DEFORMACION DEL CONCRETO

En una sección sometida a flexión, el aumento de la resistencia del concreto trae consigo una disminución de la distancia al eje neutro en la fluencia y también en la profundidad del bloque de compresión equivalente en la resistencia última, lo cual es similar a una disminución de la curvatura de fluencia y a un aumento de la curvatura última, y por ende existirá un aumento en la ductilidad por curvatura. Esto indica que una resistencia de diseño del concreto inferior a la del cálculo trae invariablemente disminución de la ductilidad del muro.

Entonces, una mano de obra no calificada puede acarrear problemas que deben ser prevenidos en el diseño de muros a flexión dúctil. Se aconseja (1) por seguridad, usar una resistencia algo menor; en primera instancia se propone emplear únicamente el 85% de la resistencia a la compresión cilíndrica. En la ref.1 se analiza la relación entre resistencia del concreto y ductilidad - para la sección canal de la fig 2.15; los resultados son reproducidos en la fig 2.16, se ve que la disminución de la ductilidad por causa de disminución de la resistencia del concreto es más acentuada en secciones con pátin.

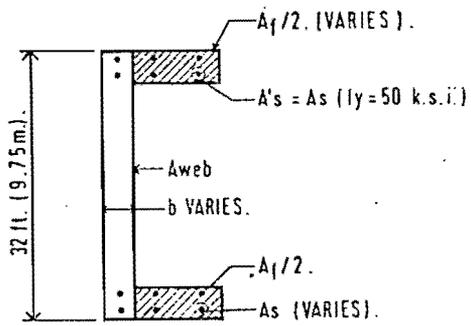


FIG. 2.15 Sección de estudio (1).

$A_g = A_{web} + A_f = 64 \text{ ft}^2 (5.94 \text{ m}^2)$ .  
 HEIGHT OF WALL = 320 ft. (97.5 m).  
 $f_y = 50 \text{ k.s.i. (3516 kg/cm}^2)$ .

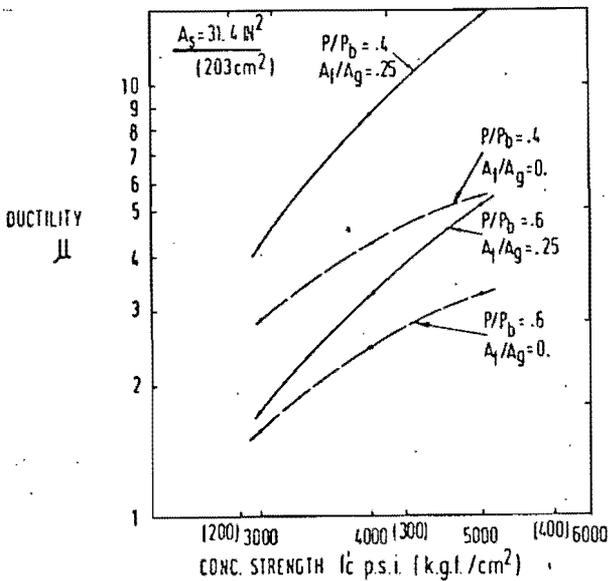


FIG. 2.16 Variación de la ductilidad con la resistencia del concreto (1).

La influencia de la deformación del concreto se evalúa al recordar que ésta influye únicamente en la curvatura última y en forma directa; por tanto, a mayor capacidad de deformación del concreto corresponde mayor curvatura última, más como la curvatura por fluencia permanece constante con esta variable, el resultado final es un aumento en la ductilidad (8). Aquí entonces encuentra otro punto de unión el criterio de cuán bueno es el confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal.

#### 2.4.2.c FORMA DE LA SECCION Y CARGA AXIAL

La importancia del efecto de la forma de la sección sobre la ductilidad, se puede apreciar al analizar la fig 2.17 (5,6) la gran área de concreto disponible para resistir la compresión del muro 'A', implica una gran curvatura asociada con su capacidad a flexión, mostrada por la respectiva línea discontinua, pudiendo inclusive no ser necesario al momento de formarse la articulación plástica en la base del muro, que se desarrolle toda su gran ductilidad disponible, sino sólo la mostrada por la línea llena. La pérdida de resistencia a flexión asociada a esta curvatura reducida es normalmente despreciable porque ya se encuentra la sección en fluencia, y el efecto que pinta es solamente el correspondiente al del endurecimiento por deformación del acero.

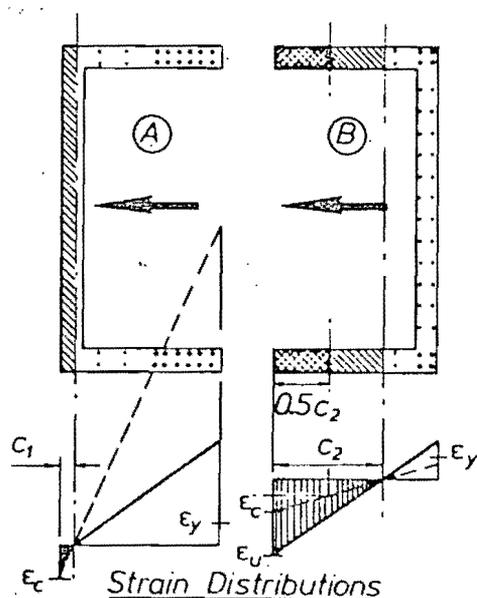


FIG. 2.17 Perfiles de deformación unitaria en muros de sección canal (5).

Si en la misma sección actúa el sismo en sentido contrario, se tiene el muro 'B', dicho muro presenta ahora una ductilidad considerablemente reducida al momento de lograr su resistencia a flexión, según se aprecia en la línea discontinua. Mas, si alguna circunstancia especial fuerza al muro 'B' a tomar mayores deformaciones, posiblemente semejantes a las del muro 'A', se produce un aumento en la deformación del concreto de los patines. Aquí se ve la necesidad de un adecuado confinamiento para las secciones exteriores del patín mayores a una distancia de  $c/2$ , según se vió en el numeral 2.3.1.c, para evitar una falla prematura.

Un estudio sobre la misma sección de la fig 2.15 pone de manifiesto la relación inversa existente entre carga axial y ductilidad; esto es, a mayor carga axial, existe menor capacidad de deformación en la sección; otros resultados se reproducen en las figs. 2.18 y 2.19, en dichas figuras se incluye también el efecto benéfico para la ductilidad, logrado cuando el área del patín aumenta respecto al área del alma (1); lo cual, lógicamente tiene lugar sólo si el refuerzo concentrado en las fibras extremas se encuentra adecuadamente confinado.

El efecto perjudicial de la carga axial y el efecto benéfico de un mayor patín, combinados con la influencia de la resistencia a la compresión del concreto, respecto a la ductilidad, se puede también apreciar en la fig 2.16 anterior.

La fig 2.20 es otra ayuda para visualizar la influencia benéfica de la ductilidad de las secciones con patín en conjunto con el efecto perjudicial de una mayor carga axial y mayor cuantía de refuerzo principal.

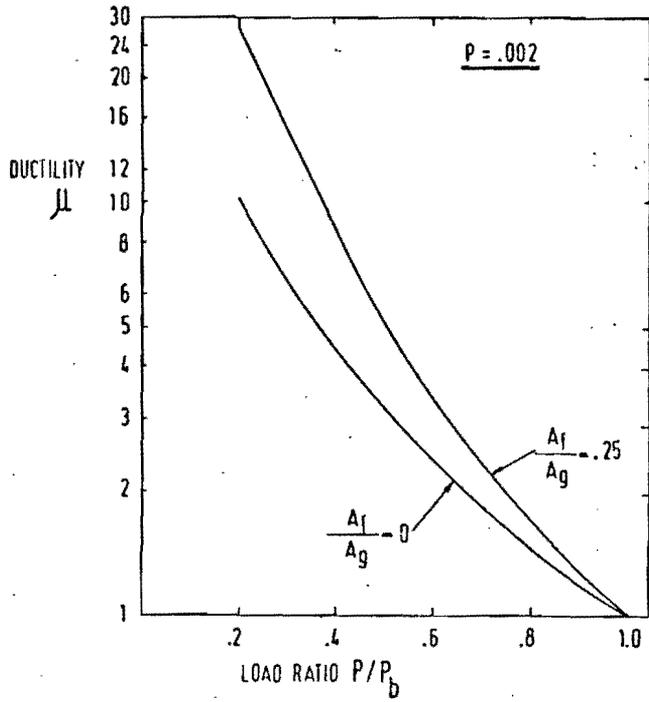


FIG. 2.18 Variación de la ductilidad con la carga axial y el área de patines (1)

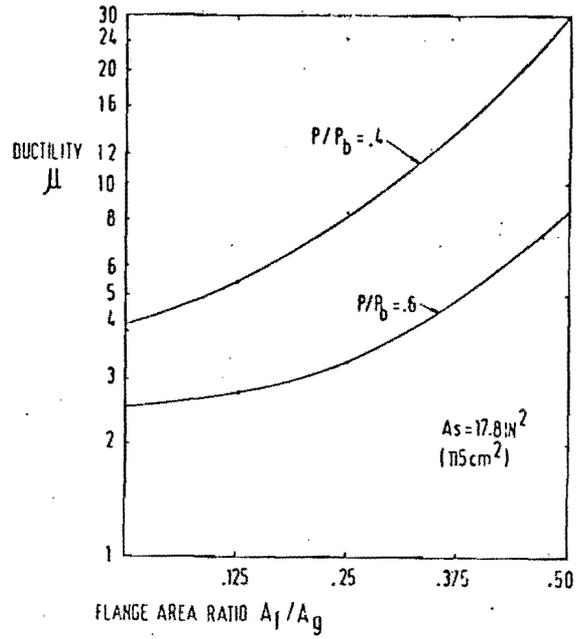


FIG. 2.19 Variación de la ductilidad con el área de patines (1).

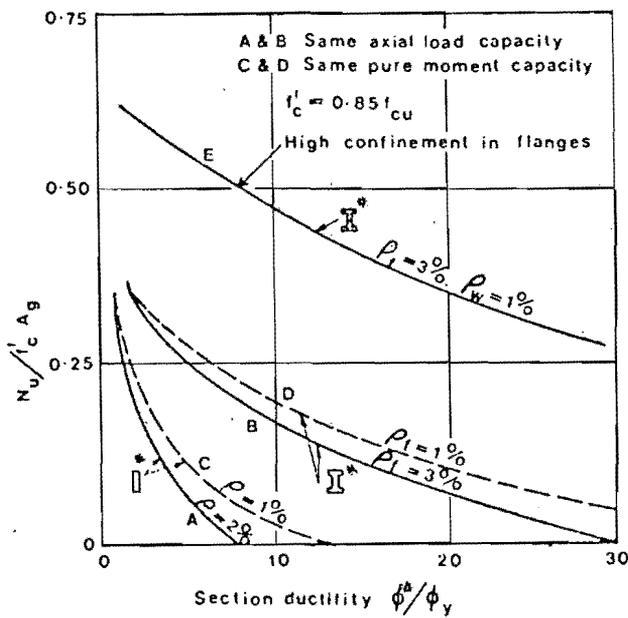


FIG. 2.20 Efecto sobre la ductilidad de la forma de la sección, de la distribución del acero y del confinamiento del concreto (10).

## 2.5 ABSORCION DE ENERGIA

Una medida de la energía almacenada por un elemento sometido a flexión mediante carga monotónica creciente, es el área bajo el diagrama momento-curvatura (2); así para una misma resistencia, mientras mayor sea la deformación última, mayor capacidad de almacenar energía existirá, esto muestra que de alguna manera directa están relacionadas rigidez, resistencia y ductilidad, con la capacidad de absorber energía. Se concluye que las variables que influyen sobre las propiedades del diagrama momento-curvatura, también influyen sobre la capacidad energética.

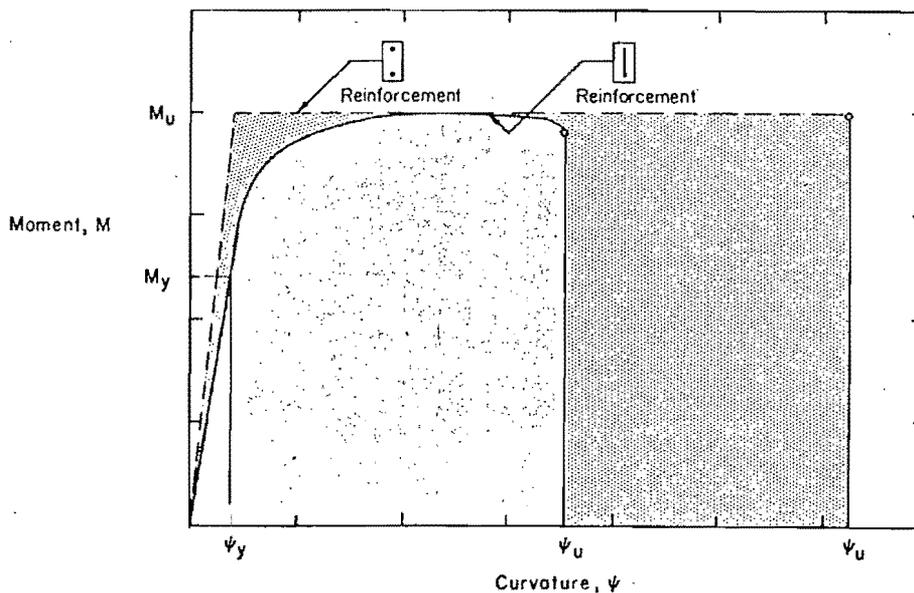


FIG. 2.21 Absorción de energía en muros estructurales con refuerzo concentrado y distribuido (1).

Un ejemplo de esta parte se muestra en la fig 2.21, donde se aprecia la gráfica momento-curvatura para una sección con refuerzo distribuido uniformemente y con refuerzo concentrado en los extremos, de tal manera que los dos presentan igual resistencia a la flexión bajo la suposición de que no se anticipará falla por corte. Es obvia entonces, la preferencia del diseñador encaminada a tratar de concentrar el refuerzo en los extremos de los muros con miras a absorber mayor energía.

La situación ante cargas cíclicas reversibles, como son las de origen sísmico, es algo más complicada debido al deterioro estructural que éstas cuasan; en estos casos se acepta al amortiguamiento histerético como un mecanismo útil para absorber energía, entonces el primer objetivo para garantizar el grado deseado de absorción de energía sísmica, consiste en tratar de minimizar la inevitable degradación de resistencia y rigidez (5). Desde el punto de vista económico se puede aprovechar el daño de los elementos dentro de ciertos límites como medio disipador de energía (9).

Como el concreto es un material de naturaleza frágil y que presenta ante cargas cíclicas reversibles una rápida degradación de resistencia, no debe ser considerado como una fuente de disipación de energía. Como la fluencia del acero ante cargas cíclicas reversibles sí provee amortiguamiento histerético, se concluye que para asegurar la ductilidad deseada, la mayor parte de las fuerzas internas debe ser entregada al refuerzo (6). Como en muros esbeltos el comportamiento se encuentra regido por la flexión, el deterioro de rigidez y resistencia no es un problema serio en este caso.

Otra facción importante de este hecho corresponde a tratar de suprimir mediante un buen diseño, la distorsión inelástica por corte. Recuérdese que en presencia de carga monotónica, la respuesta ante esfuerzos cortantes en muros de concreto reforzado puede ser relativamente dúctil, pero su comportamiento se vuelve indeseable si las cargas son alternas y llevan fuera del límite elástico al muro, porque entonces la resistencia aparece sólo y únicamente si en un ciclo posterior se someten a desplazamientos mayores que en los ciclos previos, ya que las deformaciones inelásticas de refuerzo transversal no se recobran, involucrando por lo mismo, el progresivo incremento del ancho de fisuras.

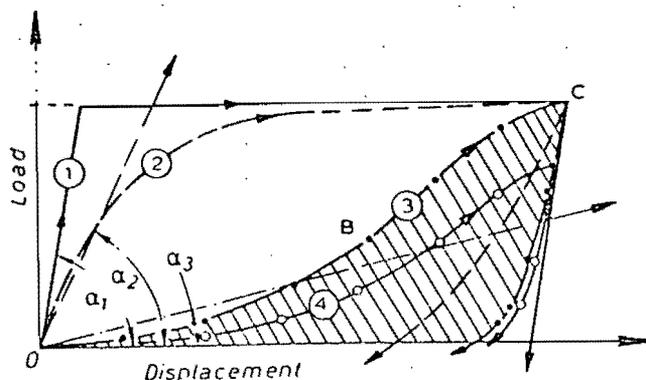


FIG. 2.22 Respuesta carga-desplazamiento para miembros de concreto reforzado (6).

Por ejemplo, las curvas 3 y 4 de la fig 2.22, muestran el efecto de significativos desplazamientos por corte, mientras que la curva 1 corresponde a una respuesta elastoplástica perfecta y - la curva 2 a una respuesta óptima.

La respuesta deseada de un muro estructural dúctil, se manifiesta en una curva carga-deformación mediante lazos histeréticos - bien redondeados y más o menos estables, según se aprecia en la fig 2.23. En cambio el deterioro de rigidez y resistencia surgido cuando el corte es el que gobierna la respuesta del muro se aprecia en la fig 2.24

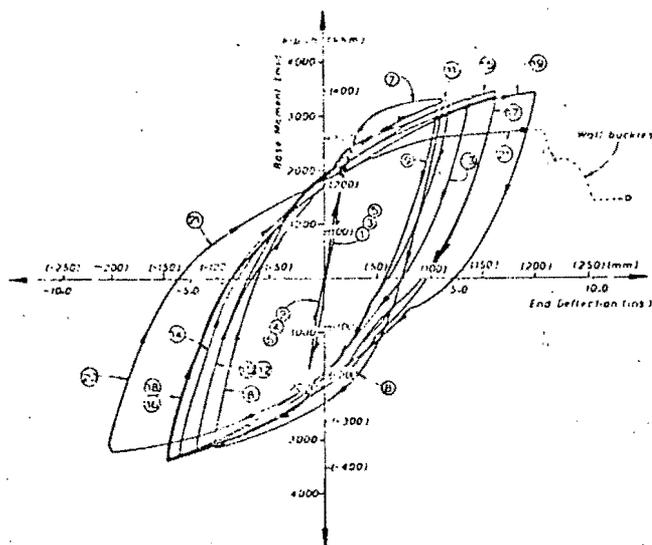


FIG. 2.23 Respuesta carga-desplazamiento ante sollicitaciones cíclicas reversibles en un muro estructural dúctil (6).

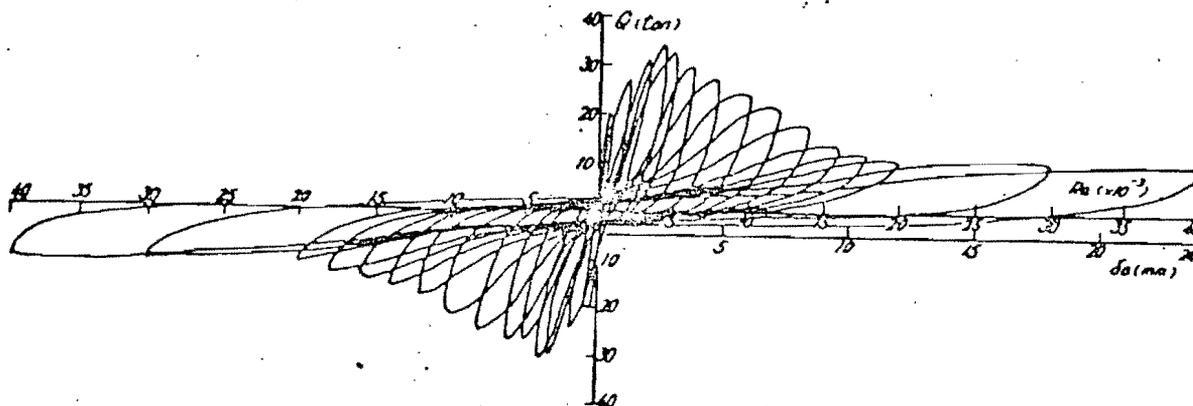


FIG. 2.24 Respuesta isterética de un muro estructural gobernada por el cor--  
tante (5).

La única forma de garantizar que la disipación de la energía sísmica ocurra de la manera prefijada, tal como fluencia del re<sub>u</sub>fuerto principal de flexión, es a base de establecer una jerarquía en la formación del mecanismo de falla. Datos experimentales que contribuyen sobre este tema, se encuentran en un trabajo hecho por Bertero, Popov, Endo y Wang (41).

Los ensayos de la ref 41 fueron similares a los de la ref 2. Se usaron dos especímenes a escala 1:3, correspondientes a los 3 niveles inferiores de un edificio de 10 pisos, los cuales fueron sometidos a un estados de carga y condiciones de frontera que simulan el comportamiento real. Como la altura del espécimen no se hizo coincidir con la altura hasta la que se produce momento nulo, se tuvo que añadir el efecto del momento existente, fig 2.25. El diseño de los muros y es estado de carga al que fueron sometidos, se efectuó en base al Código UBC vigente hasta Marzo de 1976, fig 2.26.

El muro 1 fue sometido al estado de carga de la fig 2.25.c pero monotónicamente creciente hasta que se produzca reducción de la resistencia lateral, luego se generó un lazo histerético. El muro 2 se sometió a carga cíclica reversible con iguales condiciones de frontera la respuesta total de los dos especímenes se aprecia en la fig 2.27.

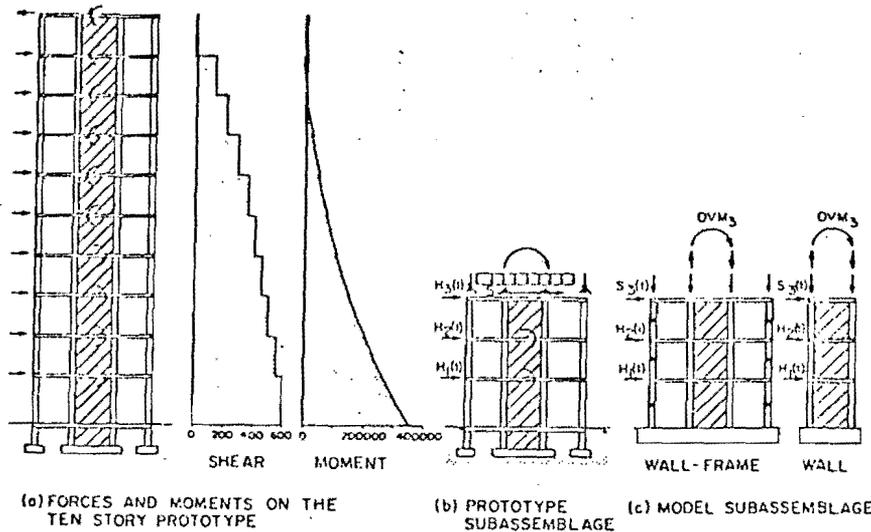


FIG. 2.25 Carga y condiciones de frontera para simular efectos sísmicos (41).

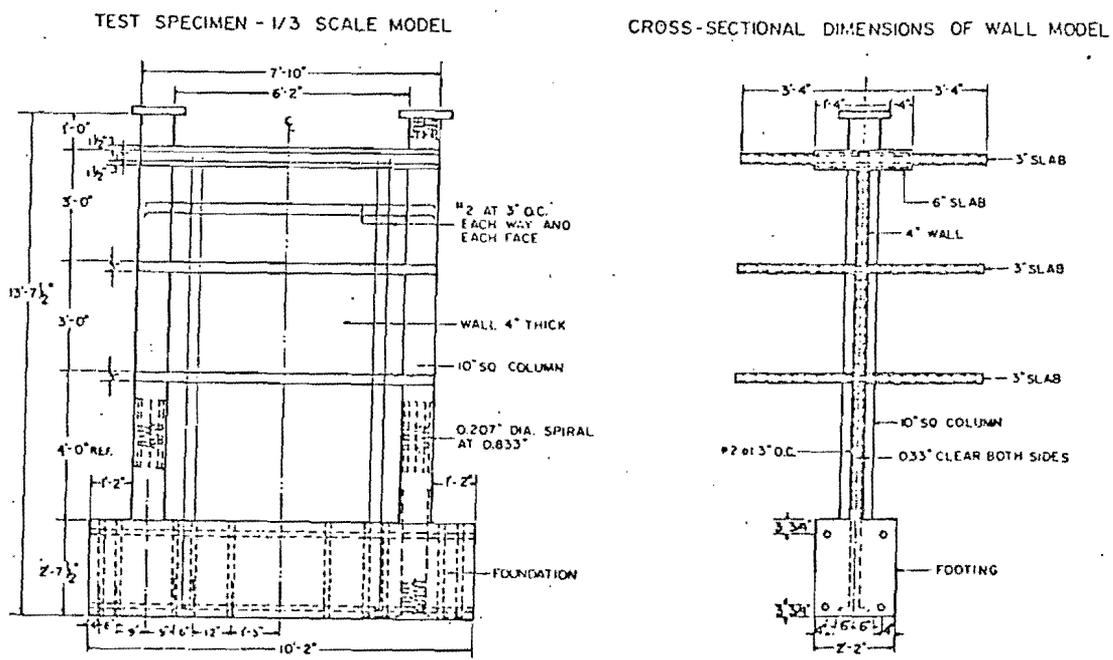


FIG. 2.26 Dimensiones y detalles de especímenes de muros sometidos a ensayos ante cargas sísmicas simuladas (41).

Bertero (41) encontró que la curva que define la respuesta estructural total del muro 1 resulta ser aproximadamente la envolvente de la correspondiente curva del espécimen 2; fig 2.27 los resultados de ductilidad por desplazamiento lateral indicarán - un valor de 6.1 para el muro 1 y de 4.2 para el muro 2; es de - cir, la carga cíclica causa una caída aproximada del 35% en la ductilidad. Observaciones adicionales indican que ante carga cí- clica reversible, la resistencia se puede mantener en los nive- les esperados, pero en cambio la caída de rigidez es inevitable aún con un buen armado.

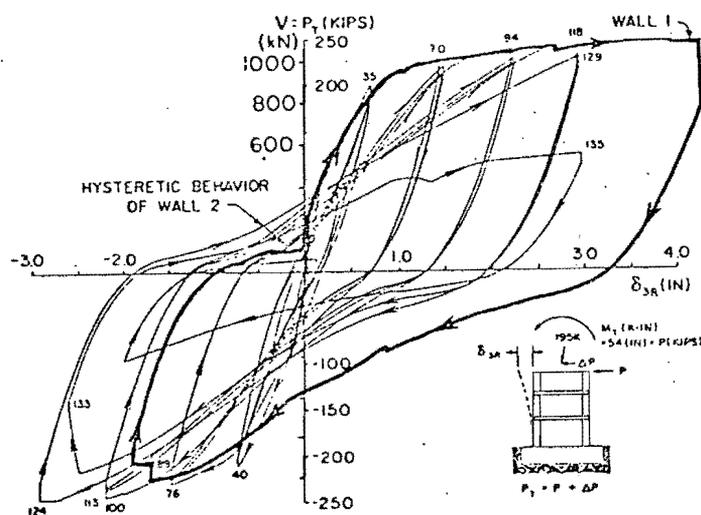


FIG. 2.27 Diagrama fuerza cor- tante-desplazamiento para los muros 1 y 2 (41).

## 2.6 INESTABILIDAD LATERAL

Debido al tipo de solicitaciones que actúan sobre los muros, y al pequeño espesor comparado con las otras dos dimensiones, se prevee que en muros puede plantearse el problema de inestabili- dad en su plano más débil del borde a compresión. El surgimien- to de la inestabilidad en el sentido del plano débil del muro, - trunca súbitamente el normal desarrollo de la ductilidad y la - resistencia del mismo. Visto de otro modo, un comportamiento - inestable es sinónimo de fragilidad.

La inestabilidad es más factible cuando fuerzas de compresión - significativas, actúan en la zona de articulación plástica de muros con sección delgada y que poseen gran profundidad del eje neutro, además donde la articulación plástica es de gran longitud, por ejemplo cuando ésta se produce en todo un nivel. Este problema se ahonda aún más ante cargas cíclicas reversibles; siempre es necesario considerar entre las sollicitaciones las posibles excentricidades de cargas verticales que provocan flexión normal al plano del muro.

La ausencia de información teórica y experimental acerca de inestabilidad lateral en muros, lleva a aplicar el mismo criterio existente para pandeo de columnas cortas. Según Paulay (8), una forma conservadora de considerar la inestabilidad, es tratar a las fibras extremas de la sección del muro, como una columna aislada y sujeta únicamente a compresión axial con posible pandeo en su plano débil.

Se considera entonces una longitud de estudio para inestabilidad, igual a la altura libre de entrepiso, ' $h_n$ ', ya que las losas de piso actúan como diafragmas infinitamente rígidos que brindan apoyo lateral a los muros. Con esta base (5,9), la relación de longitud libre a espesor del muro:  $h_n/b$ , no debe exceder el valor de 10 cuando la deformación unitaria del concreto sea mayor a 0.0015. Se libera de esta reglamentación si dicha zona se encuentra a una distancia del borde, menor a  $0.15l_w$  o  $2b$ ; este hecho se aprecia en la fig 2.28.a, donde es patente que el espesor del muro debe ser revisado más allá de las secciones 1 y 2 para los estados de deformación unitaria 'a' y 'b' respectivamente. Las regulaciones anteriores en términos de la profundidad del eje neutro 'c', y teniendo en mente que una deformación unitaria en compresión de 0.0015, equivale a la mitad de la deformación unitaria máxima supuesta para el concreto, significa que la limitación de  $10b \geq h_n$ , no es necesaria de cumplir si  $c \leq 4b$  o  $c \leq 0.31l_w$ , cualquiera que sea menor, fig 2.28.b.

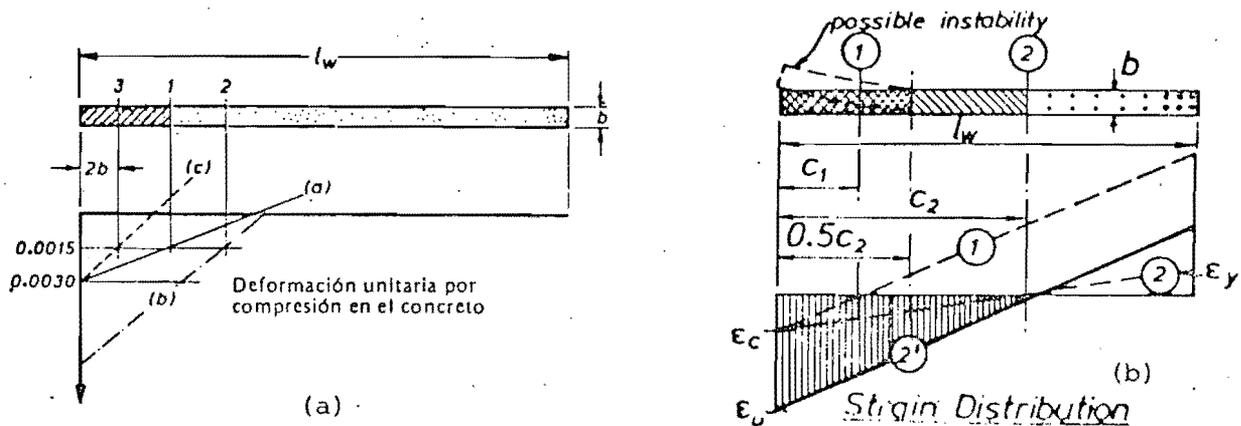


FIG. 2.28 Diagrama de deformación unitaria que afecta la estabilidad en muros estructurales (9).

Si luego de un análisis se prevee un posible pandeo, es necesario ensanchar la sección de los extremos del muro, en al menos una longitud que cubra la deformación unitaria de  $0.0015$ , y hasta los niveles que pinte el pandeo. Alternativamente puede plantearse como solución un pequeño patín con ancho no menor a  $h_n/5$ . En secciones no rectangulares, las zonas de unión entre alma y patín, se proporcionan mutuamente soporte lateral, y se recomienda que la limitación a la esbeltez del muro:  $b \leq h_n/10$ , se aplique cuando la deformación unitaria en compresión sea mayor que  $0.0015$  y que este a una distancia mayor a tres veces el espesor del muro; fig 2.29.

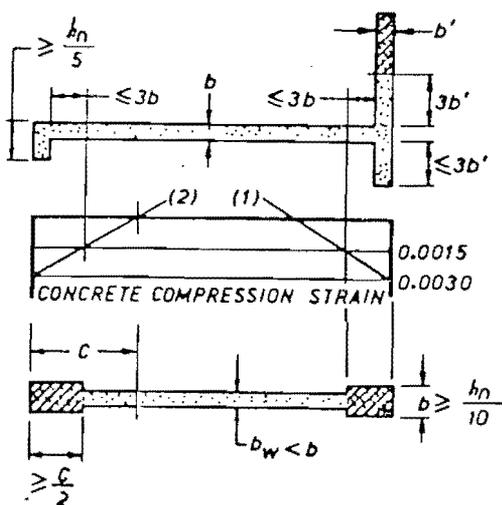


FIG. 2.29 Partes de la sección de un muro estructural que deben ser consideradas para inestabilidad (5).

Para calcular el momento crítico de pandeo lateral ' $M_{cr}^*$ ', Meli (35) extrapola conclusiones obtenidas del análisis de pandeo en vigas de concreto, incluyendo lógicamente la presencia de la carga axial ' $P$ '. Así, propone:

$$M_{cr}^* = M_{cr} \left( 1 - \frac{P}{P_e} \right)$$

donde  $M_{cr}$  es el momento de pandeo en elementos sujetos a flexión sin carga vertical; su valor se puede encontrar tomando en cuenta pérdida de rigidez por fisuramiento luego de la fluencia, mediante:

$$M_{cr} = 100 \left( \frac{l_w^3 df' c}{h_n} \right)$$

' $h_n$ ' es la altura de entrepiso libre;  $P_e$  es la carga de pandeo del muro cuyo valor aproximado es:

$$P_e = 290 \left( \frac{l_w^3 df' c}{h_n^2} \right)$$

Entonces, se asegura la no ocurrencia del pandeo si el espesor del muro ' $b$ ', es tal que su correspondiente momento actuante, no excede al momento de pandeo lateral  $M_{cr}^*$ . En base a las expresiones anteriores se puede expresar también que:

$$M_{cr}^* = \frac{h_n}{0.29} (P_e - P)$$

## 2.7 JUNTAS CONSTRUCTIVAS

Las juntas se presentan invariablemente en todos los niveles - por causas constructivas. Un buen diseño de estas, impide que - una falla totalmente frágil como la de deslizamiento, se anticipa a la fluencia del refuerzo a flexión. De suceder el deslizamiento, toda la ductilidad potencial que no había sido desarrollada, se desaprovecha, y el mecanismo de colapso final es deslizamiento a través de una junta de construcción horizontal. Se concluye que jamás se usará la falla por fricción para disipar energía.

La fricción a desarrollarse es proporcional a la carga axial y el coeficiente de proporcionalidad depende de la rugosidad de las superficies deslizantes. Este es el principio que rige la fricción y es aplicable también a juntas constructivas de muros; se ve entonces, que dado el nivel de carga gravitacional, en muros rigidizantes esbeltos es menos factible una falla por deslizamiento que en muros bajos. No obstante existen algunas evidencias de muros con desarrollo de ductilidad truncado a causa de falla imprevistas y repentinas en alguna junta de construcción (1). Un esquema de este tipo de fallas se presenta en la fig 2.30.

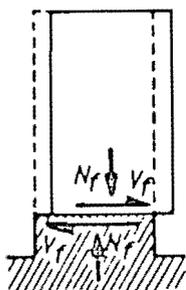


FIG. 2.30 Falla por deslizamiento en junta constructiva (5).

Existen dos soluciones ante este problema, la una que puede llamarse propia y la otra artificial. La solución PROPIA consiste simplemente en tener una superficie de unión bien preparada: - limpia y rugosa, la cual se consigue eliminando el mortero suave

situado entre las partículas de agregado grueso, cuando el concreto se encuentra en estado semiendurecido; si es posible se formarían ranuras cuneiformes con el afán de mejorar la trabazón. Una junta pobremente preparada se caracteriza por la ausencia de suficiente pasta de cemento, entonces el agregado grueso actúa como un colchón de bolas ante la presencia de cargas laterales, facilitando de esta manera el deslizamiento en la junta. Cuando la fuerza cortante no es significativa o a su vez la carga axial es muy grande, el sólo refuerzo vertical por flexión junto con la trabazón propia de la sección de unión bien preparada, aseguran un comportamiento adecuado.

En caso de que el corte actuante sea alto, será necesario recurrir a la solución ARTIFICIAL; ésta consiste en agregar refuerzo vertical. Se ha demostrado (7,8) que en una superficie de unión bien preparada, se requiere una cuantía de acero dada por:

$$P_{vf} = (v_u - 0.85 \frac{N}{A_g}) \frac{0.94}{f_y} \geq 0.0025$$

donde  $N$  = fuerza axial en la sección positiva para compresión;  $v_u = V_u / 0.8bl_w \leq 2.70 \sqrt{f'_c}$  Kg/cm<sup>2</sup>;  $A_g = bl_w$ ;  $V_u$  = fuerza cortante de diseño que incluye el factor de sobrerresistencia y el factor de amplificación dinámica, ver numeral 2.3.3.c;  $p_{vf}$  = cuantía vertical mínima para absorber corte por deslizamiento. Esta fórmula se dedujo al considerar que la resistencia de una junta bien preparada, debe ser por lo menos igual al cortante existente; en la resistencia de la junta se desprecia un 20% del efecto favorable de la carga axial para preveer aceleraciones verticales de un sismo, y en el refuerzo existente se toma a  $0.8l_w$  como peralte efectivo.

La fig 2.31 muestra la cantidad de refuerzo vertical requerido por la ecuación anterior. En ausencia de carga axial, la ref 1 presenta una fórmula igual a la anterior pero con  $N = 0$ ; en vez del factor 0.94 usa  $1/0.9 = 1.11$ , es decir un 18% mayor, lo

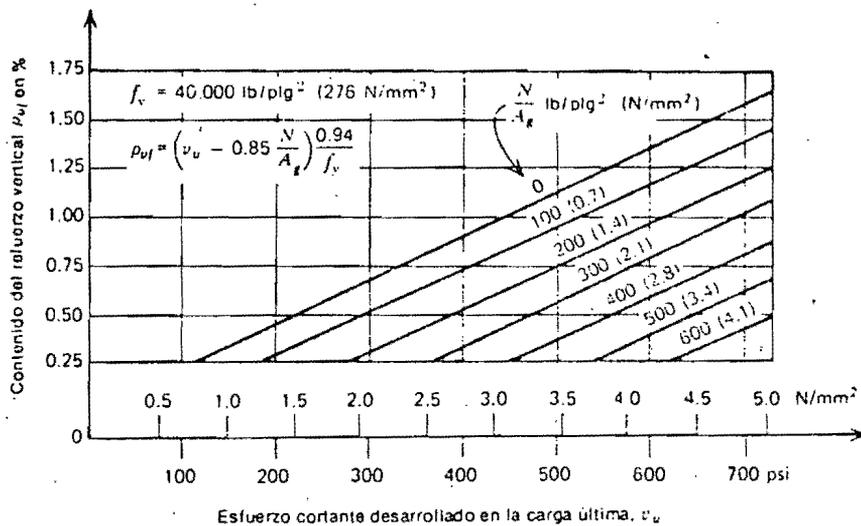


FIG. 2.31 Requisitos de refuerzo vertical a través de una junta constructiva de un muro estructural (8).

cual parece ser muy conservador pues se ha despreciado totalmente la contribución de la rugosidad natural de la junta. Sin embargo, el valor conservador se respalda en el criterio de que la acción de 'dovela' del refuerzo vertical empieza a actuar con efectividad luego de desplazamientos apreciables; dicho de otra manera, el refuerzo contribuye a resistir el deslizamiento luego de que se rompe la fricción natural entre las dos caras de contacto; este efecto sobre diferentes diámetros de varillas se aprecia en la fig 2.32.

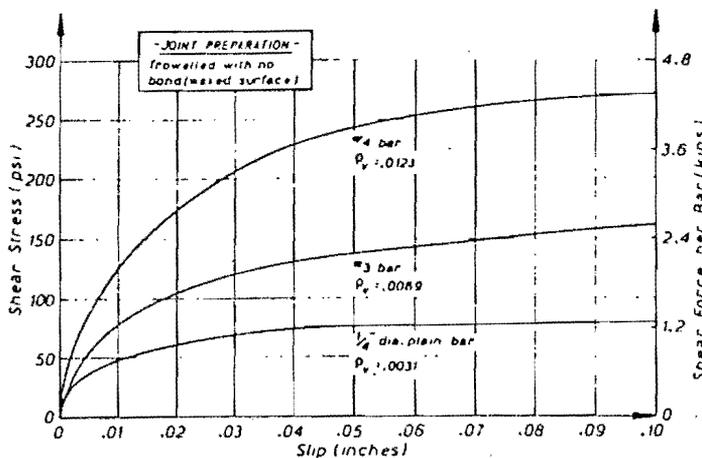


FIG. 2.32 Relación carga-desplazamiento para la acción de dovela de varillas de diámetro pequeño (7).

En la ref 7 se encuentra otro criterio similar, el cual también es asumido por el Reglamento ACI-318-83, sección 11.7, y se basa en que alcanzar la carga última, la separación de la junta es suficiente como para someter al refuerzo que cruza la respectiva sección a esfuerzos cercanos a la fluencia; así, la fuerza por acción 'dovela' es  $T_v = A_v f_y$ , entonces la fricción llega a ser  $V = T_v F = A_v f_y F$ , donde  $F$  es el coeficiente de fricción con valor conservador de 1.0 para concreto de peso normal y con junta bien preparada.

Entonces, la cuantía de refuerzo necesario es:  $\rho_{vf} = v_u / \phi f_y F$ ; se limita al esfuerzo cortante a  $0.2f'_c$  o  $56 \text{ Kg/cm}^2$ , sin tener validez en caso de sobrepasarse la resistencia a tensión diagonal del concreto.

La fig 2.33 presenta el efecto de diferentes tipos de superficies de unión preparadas para una cuantía de 0.69% con varillas No 3. Es claro que con una superficie bien preparada no es difícil lograr un esfuerzo de  $F\rho_{vf}f_y$  con  $F = 1.0$ .

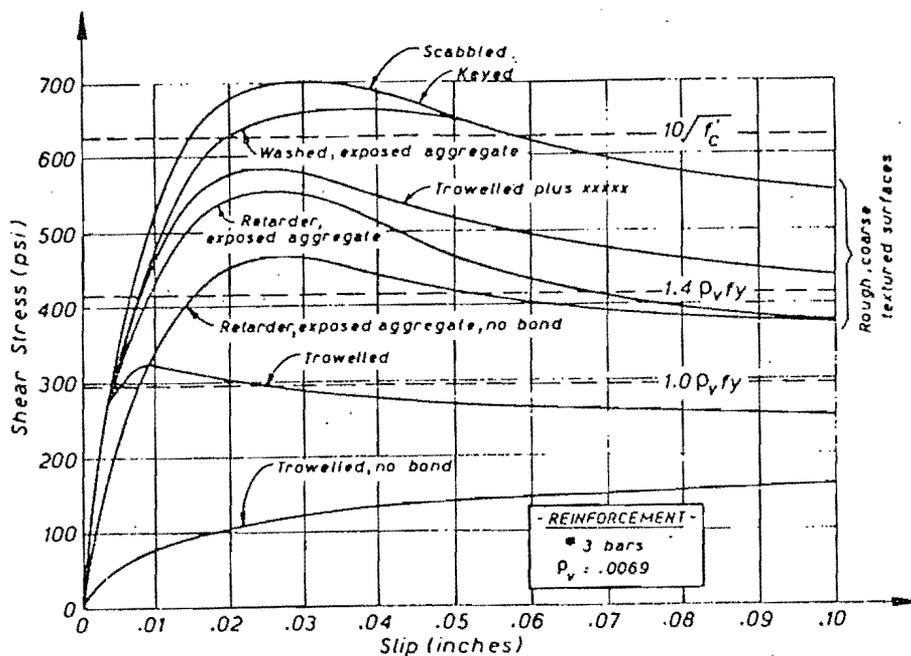


FIG. 2.33 Relación esfuerzo cortante nominal-deslizamiento, para diferentes preparaciones en las superficies de juntas constructivas (7).

Se recomienda que el acero necesario por fricción y que se encuentre en exceso del requerido por flexión, se distribuya perpendicularmente a la cara de falla y en forma uniforme dentro de toda la sección del muro, debido a que la fuerza de agarre de una varilla actúa sólo en la vecindad de ésta. Especial cuidado se tendrá en secciones con patín, debido al gran esfuerzo cortante que causan en el alma; en tales casos se sugiere un armado a base de refuerzo inclinado, fig 2.34, donde dicho refuerzo será considerado también al evaluar la resistencia a flexión y a cortante, y es colocado en la mitad del espesor de la sección, entre el refuerzo ortogonal.

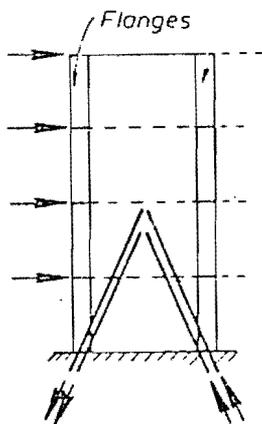


FIG. 2.34 Arreglo de refuerzo diagonal sugerido para controlar desplazamientos por deslizamiento en la base de muros con patines (5).

## 2.8 ABERTURAS EN MUROS ESTRUCTURALES

Muchas veces, detalles arquitectónicos y necesidades de servicio, obligan a abrir agujeros en muros estructurales, que dependiendo de su tamaño y ubicación, pueden causar hasta serios cambios en el comportamiento esperado, lo cual es de suponerse debido a la concentración de esfuerzos que implican las aberturas y a la dificultad que estas causan para mantener el mecanismo de armadura supuesto para resistir el cortante (37).

En circunstancias en que se aprecia que el tamaño y la disposición de las aberturas son sumamente críticas, se debe evaluar su efecto mediante un estudio detallado para prevenir cambios

perjudiciales sobre la resistencia, la demanda de ductilidad, y la absorción de energía. Se hace imperativo entonces, al diseñar una estructura de este tipo, que las aberturas interfieran lo menos posible sobre su resistencia; es decir, se procurará una ESTRUCTURA RACIONAL, definida ésta como aquella en que su comportamiento esencial se puede evaluar por simple inspección (8). En la fig 2.35 constan varios ejemplos de formas indeseables de estructuras a base de muros en zonas sísmicas.

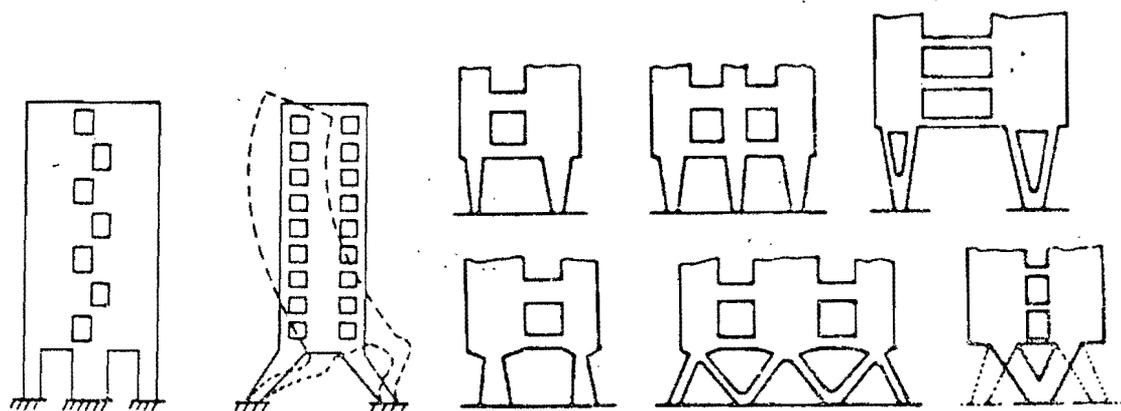


FIG. 2.35 Formas indeseables de muros estructurales resistentes a sismos (8).

Se presenta en la fig 2.36 un caso real de falla en el Hotel Macuto-Sheraton de Caracas, por causa del sismo de 1967, la flecha indica la zona de falla, donde la hilera de columnas del tercer piso no pudieron absorber los cortantes transmitidos por el muro, justo en la zona donde puede considerarse cambio brusco de sección por la presencia de aberturas. Además, los muros indujerón mediante sus momentos de volteo, grandes fuerzas axiales, - que llevó a las columnas a un estado de falla por combinación - de flexión y corte donde también disminuyó la ductilidad por - causa de las cargas axiales (8,39).

Entre los primeros estudios experimentales para profundizar sobre el conocimiento del comportamiento de muros con aberturas, consta el de Benjamín y Williams (38). La primera parte del estudio se dedicó a encontrar medios de análisis y de predicción

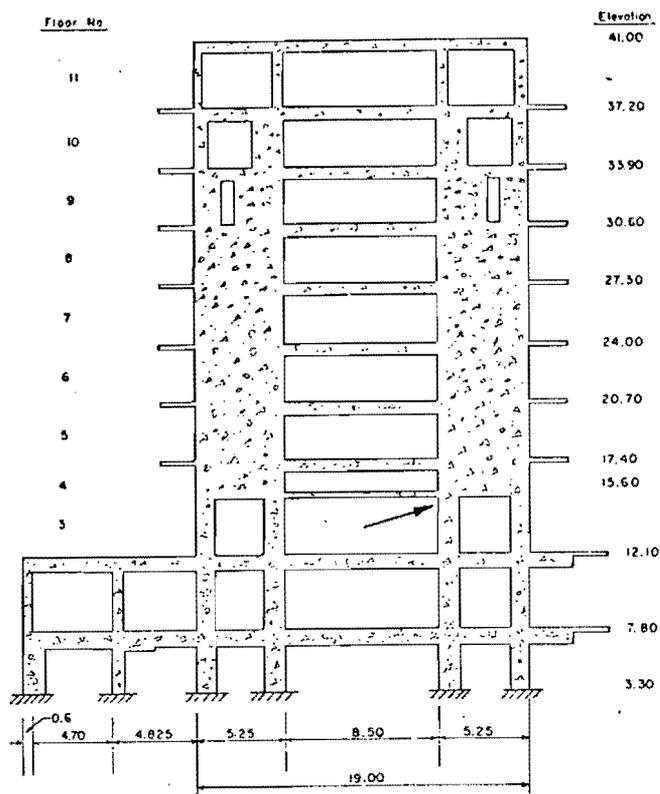


FIG. 2.36 Estructuración del Hotel Mancuto-Sheraton - (39).

del comportamiento, para ellos se usaron modelos de un nivel a escala 1:4, reforzados alrededor de las aberturas con 2 No 2 en cada lado, las cuales equivalen a 2 No 5 en muros de tamaño natural. De este primer avance se concluyó que los orificios provocan reducción de resistencia y rigidez, y además que la localización de estos provoca cambios en la respuesta. Por otro lado se demostró, que existen buenas correspondencias teórico-experimentales, si se consideran en el análisis todas las fuentes de deformación.

La segunda parte de esta investigación (38) se enfocó a estudiar la influencia de diferentes arreglos de refuerzo alrededor de las aberturas, tal como se muestra en la fig 2.37, para agujeros centrados que representan el 12% del área total del muro; sus resultados se presentan en la fig 2.38. Se incluyó en el estudio muros con agujeros centrados de área igual al 21% del área total con armados mostrados en la fig 2.39 y resultados en la fig 2.40.

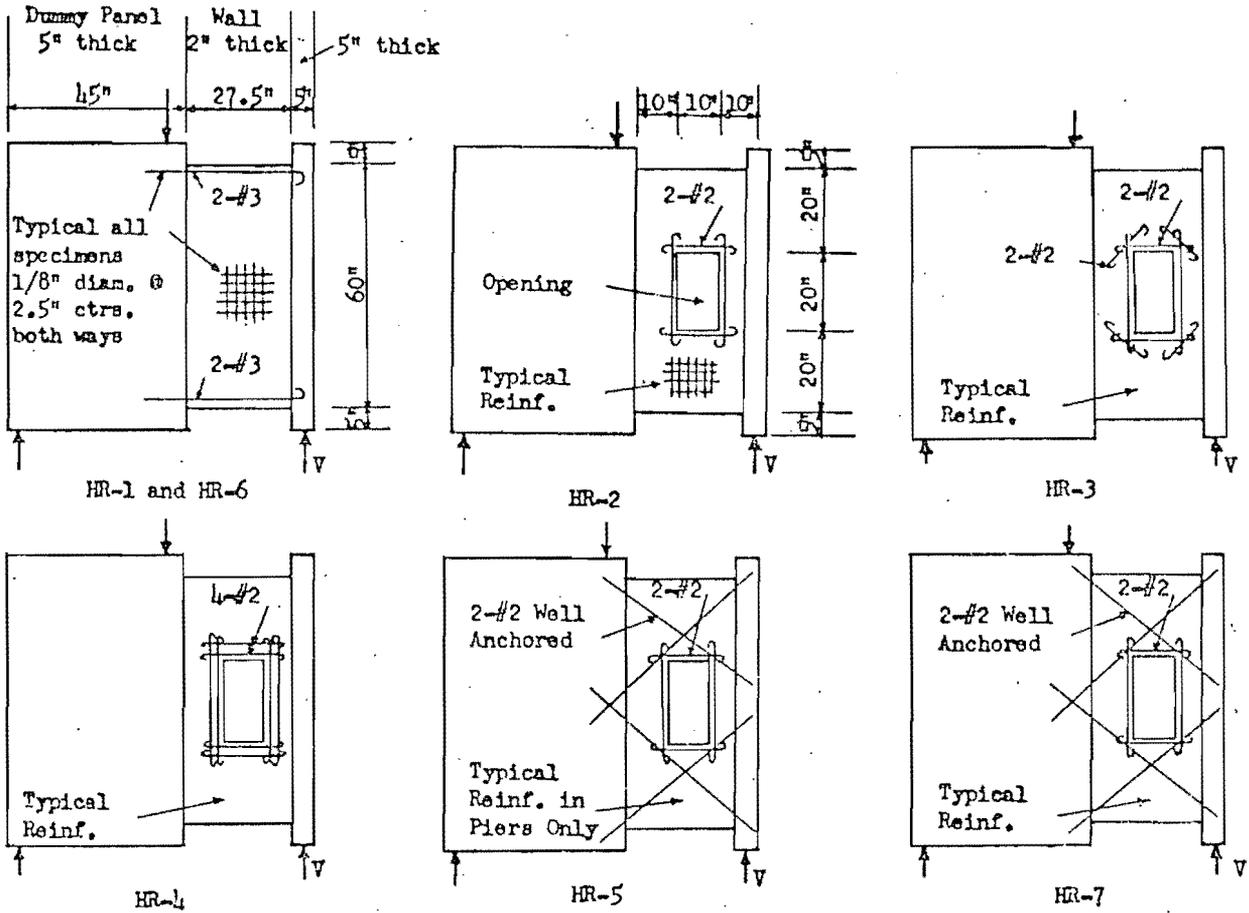


FIG 2.37 Detalle de especímenes de muros con aberturas, serie HR (38).

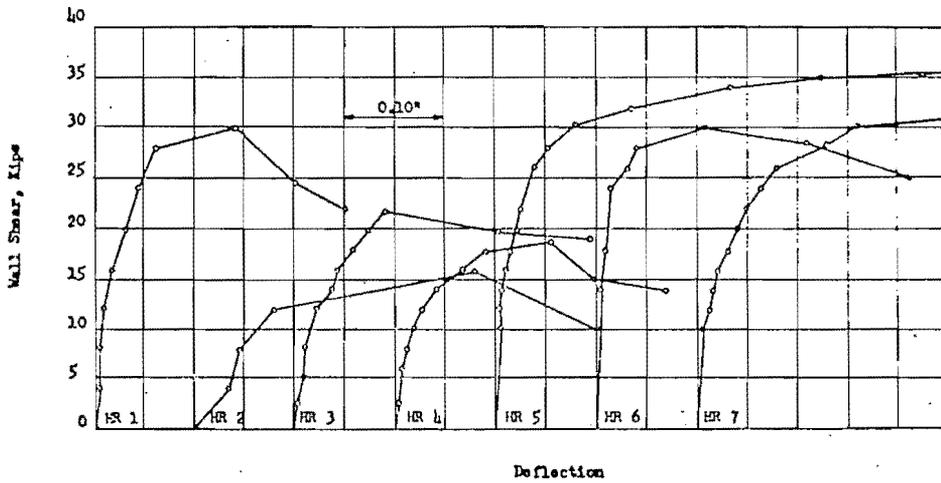


FIG. 2.38 Curvas cargas-deflexión para muros de la serie HR (38).

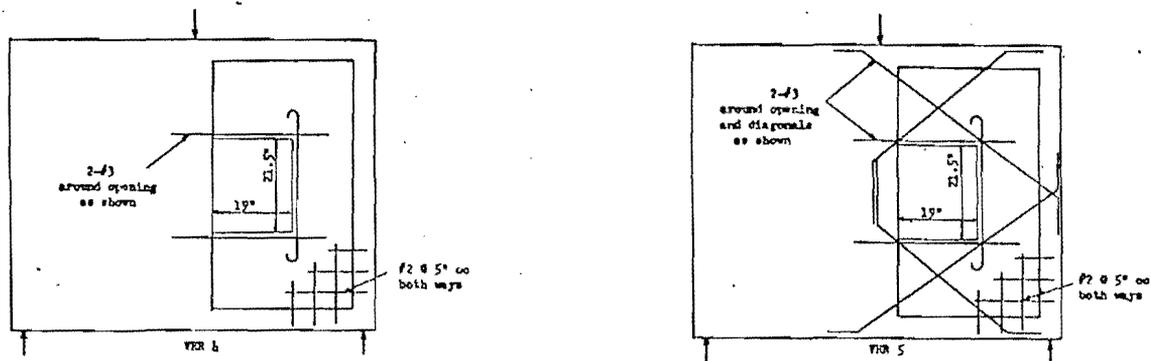


FIG. 2.39 Detalle de especímenes de muros con aberturas, serie VRR (38).

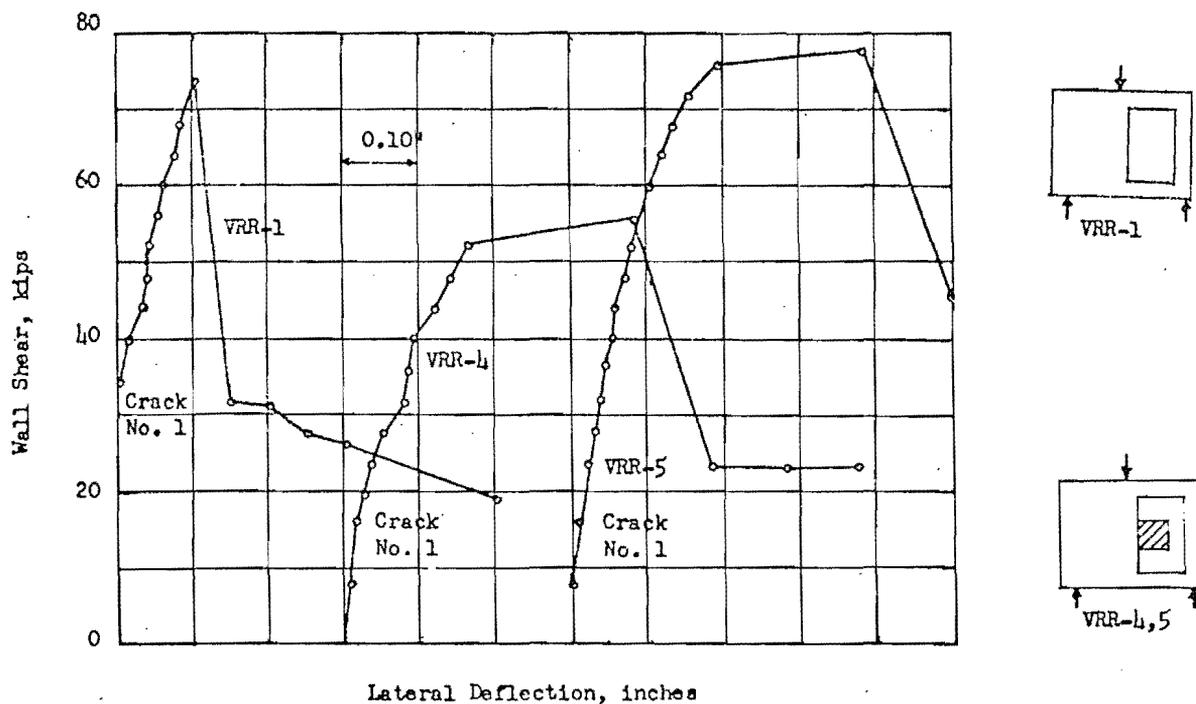


FIG. 2.40 Curvas carga-deflexión para muros de la serie VRR (38).

De esta parte se concluye, que al aumentar refuerzo sobre el convencional alrededor de aberturas, es preferible hacerlo mediante varillas diagonales ubicadas en las esquinas que a base de varillas paralelas a los lados. La efectividad de esta solución se hace realidad únicamente si todas las varillas se encuentran bien ancladas; entonces el comportamiento es similar -

al de muros sólidos debido a que se recobra gran parte de la resistencia y rigidez mermada por las aberturas. Por otro lado, se encontró que ni el refuerzo diagonal impide la disminución de 50% de la carga que produce la primera fisura, causada por la presencia de aberturas.

La ref 37 incluye una relación usada previamente por Muto, para asignar el factor de reducción por ductilidad a un muro que contenga aberturas. Se basa en calcular ' $A_o$ ' que es el área de todas las aberturas de un muro, y en calcular ' $A_w$ ' que es el área del muro donde ocurren las aberturas. Se sugiere que en caso de aberturas con forma irregular, el área  $A_o$  corresponda al rectángulo más pequeño de lados verticales que abarque todo el orificio, y con el objeto de no subestimar la vulnerabilidad de muros altos, se limita el valor de  $A_w$  a máximo  $l_w^2$ . Entonces la relación que cuantifica el tamaño relativo de las aberturas está definido como:

$$p_o = \sqrt{\frac{A_o}{A_w}}$$

Partiendo del valor de  $p_o$ , Muto sugiere valores del FACTOR DE TIPO ESTRUCTURAL 'S'. Así, cuando el área del orificio es menor al 4% del área del muro,  $p_o < 0.2$  y el muro se comporta como tal, entonces se le asigna  $S = 1.6$ . Si en cambio el área de orificios excede al 16% del área del muro,  $p_o \geq 0.4$ , y el muro se comporta como marco de elementos peraltados, al cual le corresponde un valor de  $S = 2.4$ . Para valores intermedios se estima que  $S = 0.8 + 4p_o$ .

Ahora bien, como el factor de tipo estructural es aplicable a muros con capacidad para absorber ductilidades de 4, según se define en el Reglamento de Nueva Zelanda, NZS 4203, y reproducido parcialmente a través de las refs. 5, 22, 23, 37, 40, se obtiene que el factor de ductilidad es  $U = 4/S$ .

Considerando los valores anteriores de 'S', se encuentra que el factor de ductilidad puede tomar valores desde 2.5 para pequeñas áreas de orificios, hasta 1.67 en caso de tener grandes aberturas. Es necesario recalcar que el criterio expuesto corresponde a muros de ductilidad limitada, a los cuales les corresponde según el Código en cuestión, un factor de ductilidad 60% menor. Al extrapolar esta consideración a muros dúctiles, con el objeto de tener algún parámetro que cuantifique el efecto de aberturas en dichos muros, se encuentran valores de 4 y 2.5 en vez de los límites anteriores.

El factor de ductilidad 'U' discutido en las refs. anteriores es equiparable al factor 'Q' de reducción por ductilidad aplicable en el Reglamento del D.F. (33). De semejante comparación se concluye que en zonas sísmicas, las aberturas con un área mayor al 4% del área del muro en el respectivo nivel, causan algún problema a la ductilidad natural de los muros, razón por la cual es necesario diseñarlos para cargas sísmicas más elevadas, y permitiéndose como máximo una reducción de 2.5 a las ordenadas del espectro de diseño elástico, en vez del factor de 4 que puede ser perfectamente alcanzable si se toman en cuenta todas las recomendaciones de diseño para muros dúctiles sin aberturas.

## **2.9 CRITERIOS SOBRE CIMENTACION DE MUROS ESTRUCTURALES**

El origen de los problemas en cimentación de muros, es la relativa flexibilidad de ésta respecto a la del muro. La complicación se torna más crítica en edificios altos debido a las grandes concentraciones de carga (6,36). El criterio de diseño de cimentaciones en estructuras resistentes a sismos es que ante carga gravitacional, el mecanismo escogido para disipar energía sísmica, se encuentre claramente definido y permanezca intacto.

Durante severas excitaciones sísmicas, se espera que las estructuras alcancen deformaciones inelásticas y usualmente las áreas de disipación de energía sísmica se concentran en la superestructura, a base de lograr la fluencia por flexión. También pue-

de efectuarse la simulación del sismo a base de disipar su energía por medio de la cimentación, pero de tal manera que la demanda de ductilidad esperada, permanezca dentro de ciertos límites, y asegurando que cualquier daño posible no provoque reducción de la capacidad para soportar las cargas gravitacionales. De todas maneras, es preferible que la primera fuente para disipar energía sea la fluencia en flexión de los muros y solo bajo circunstancias especiales la disipación de energía se asignará a la cimentación.

El sistema de cimentación a escogerse depende de la respuesta de la superestructura ante sismos severos; si se espera comportamiento elástico, el sistema de fundación preferiblemente deberá ser diseñado para permanecer elásticamente, balanceante o en forma dúctil; si en cambio la estructura responde inelásticamente, se debe escoger una cimentación para que permanezca elástica.

Las partes de la estructura escogidas para permanece elásticas, deben poseer una resistencia igual o mayor que la sobrerresistencia de la parte a comportarse inelásticamente, entonces es adecuado un diseño y un detallado normales. En cambio los elementos que se esperan provean disipación de energía sísmica durante grandes movimientos de tierra, deben detallarse para desarrollar las correspondientes ductilidades (36).

### 2.9.2 CIMENTACION PARA MUROS DUCTILES

Cuando los muros estructurales son de comportamiento dúctil, su respectiva cimentación debe ser capaz de transmitir la mayor acción esperada hacia el suelo soportante. El momento flexionante de diseño para la cimentación, debe incluir a causa de la acritud, la sobrerresistencia que puede sufrir un muro dúctil al ingresar profundamente en el comportamiento inelástico. Entonces, es necesario conocer en vez del momento de plastificación del muro, su momento de falla; por otro lado, el cortante basal debe ser afectado por el factor de sobrerresistencia ' $\phi_o$ ' y además por el factor de magnificación dinámica ' $w_v$ ', ya discutidos

en la sección 2.3.3.c. En este caso no es necesario seguir las recomendaciones de diseño sísmico para cimentaciones, ya que no se espera de ella ninguna disipación de energía.

### **2.9.3 CIMENTACION PARA MUROS ELASTICOS.**

Para situaciones en que se espera comportamiento elástico de muros estructurales, se prevén tres tipos de sistemas de fundación: dúctil, elástica, y balanceante (36).

#### **2.9.3.a CIMENTACION DUCTIL**

Se diseña una cimentación dúctil, cuando la resistencia potencial del muro es excesiva respecto a las cargas sísmicas esperadas, para así limitar la carga lateral que debe ser resistida, y es la cimentación en vez del mismo muro, la principal fuente de disipación de energía sísmica durante la respuesta inelástica de toda la estructura.

Debido a la dificultad en detectar y reparar daños en el sistema de cimentación, deben analizarse cuidadosamente, para que no ocurra ningún tipo de daño ante sismos moderados. Todas las zonas de los miembros de la cimentación que vayan a tener comportamiento inelástico, deberán ser claramente definidos y reforzados siguiendo cuidadosamente los requerimientos sismorresistentes.

Para el diseño de los diferentes elementos de la cimentación, se deben evaluar las fuerzas cortantes inducidas por la sobrerresistencia potencial a flexión de las zonas escogidas para articulación plástica. En las vigas peraltadas de la cimentación, donde el corte es crítico, resulta conveniente usar refuerzo principal diagonal, al igual que en vigas de muros acoplados. La resistencia de los muros debe ser por lo menos igual a la carga requerida para desarrollar la sobrerresistencia por flexión de la cimentación, y no se requiere detallado sismorresistente en muros.

### **2.9.3.b CIMENTACION ELASTICA**

El criterio de cimentación elástica, usado para que la estructura completa responda elásticamente y dado el nivel de fuerzas laterales que implica este criterio de diseño, se restringe su uso a edificios largos y de poca altura, por ser en estos más factible la estabilidad contra el volteo. En este caso, no son aplicables los requisitos para detallado sismorresistente de la cimentación, por esperarse respuesta elástica; además aquí, se recobra la confianza sobre el cortante que puede absorber el concreto, y el refuerzo transversal se diseña entonces igual que en estructuras bajo cargas de gravedad.

### **2.9.3.c CIMENTACION BALANCEANTE**

Se basa en limitar el mecanismo sismorresistente a base de una cimentación que sigue los movimientos de la superestructura. Usualmente deben permanecer, muro y cimentación, considerados como un todo, con comportamiento elástico durante el balanceo. El balanceo se permite que ocurra sólo ante cargas laterales sin reducción por ductilidad, además se tomaran en cuenta los elementos no estructurales. Esta es una solución para sismos severos cuando otras son antieconómicas.

Se considera además, el comportamiento tridimensional de toda la estructura, pues el sistema horizontal que une los muros con cabeceo, con el resto de los marcos sin cabeceo, deben ser diseñados para absorber las ductilidades y exigencias de resistencia, a la par que se mantiene el nivel de resistencia ante cargas gravitacionales.

### **2.9.4 APLICACIONES**

En caso de tener un muro estructural en voladizo aislado y esbelto, probablemente se encuentre sometido a un momento de volteo muy alto; si la cimentación no es adecuada, se produce un limitado empotramiento traducido en balanceo que impide la for-

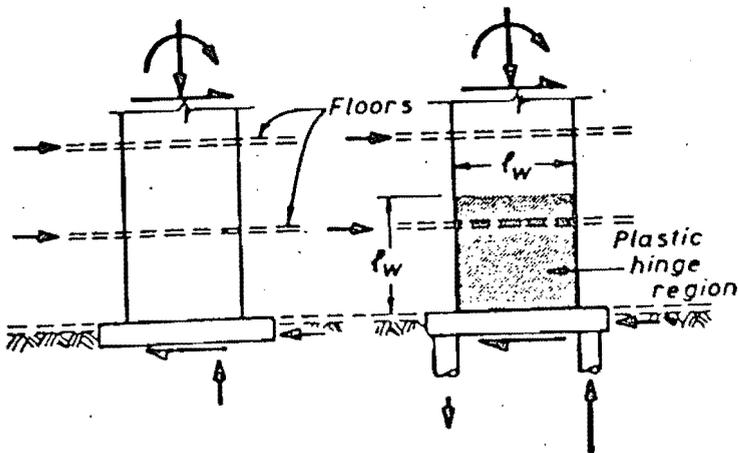


FIG. 2.41 Cimentación para muros estructurales aislados en voladizo (36).

mación de la articulación plástica en la base del muro (36). El posible cabeceo se puede impedir si se ayuda a la cimentación - con pilotes que sean capaces de desarrollar la fuerza atracción exigida en el lado tensionado del muro. Ver fig 2.41. Con este tratamiento, ya se espera que el muro desarrolle en la zona de articulación plástica, toda su capacidad a flexión. Entonces, - bajo el concepto de cimentación elástica, tanto zapatas como pilotes se diseñan para una resistencia al menos igual a la que - ocurre junto con la resistencia de los muros.

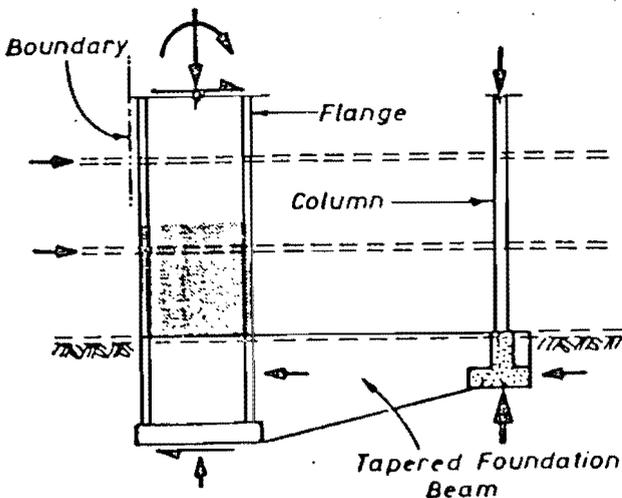


FIG. 2.42 Cimentación para muros estructurales colindantes - (36).

Si el muro anterior se encuentra localizado en el límite de otras edificaciones, surgen grande problemas de empotramiento. - Una solución racional para este caso es incrementar el brazo de

palanca interno para resistir el momento de volteo, lo cual se logra uniendo la cimentación del muro con la de otro elemento vertical adyacente mediante una viga peraltada, con lo cual se reduce también los esfuerzos sobre el suelo, fig 2.42. Al tomar en cuenta la acción en sentido contrario a la dibujada en dicha figura, se cuenta con la ayuda de la carga axial de la columna adyacente para estabilizar.

Para el caso de dos muros en voladizo, en los que resulta difícil contrarrestar el momento de volteo mediante zapatas aisladas, surge como solución el unirlos conjuntamente en su base mediante una cimentación común, ayudada por una viga peraltada, fig 2.43, de tal manera que la mayor parte de los momentos introducidos por los muros a través de sus zonas de articulación plástica, pueda ser resistido por la viga, bajo el criterio de cimentación elástica. De esta manera se reduce significativamente la carga sobre pilotes y se permite la plena formación de articulaciones plásticas en la base de los muros (36).

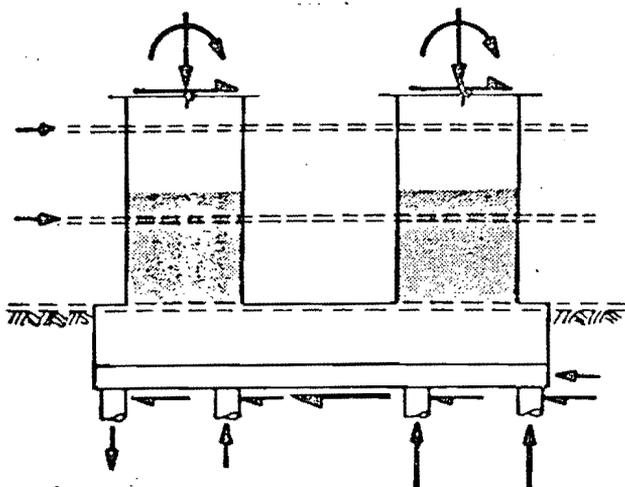


FIG. 2.43 Cimentación elástica para dos muros estructurales dúctiles en voladizo (36).

Si en cambio, se emplea el criterio de diseño de cimentación dúctil, se puede escoger la parte de la viga situada entre los dos muros, como la zona donde se forma la articulación plástica y sea esta la fuente de disipación de energía, fig 2.44.

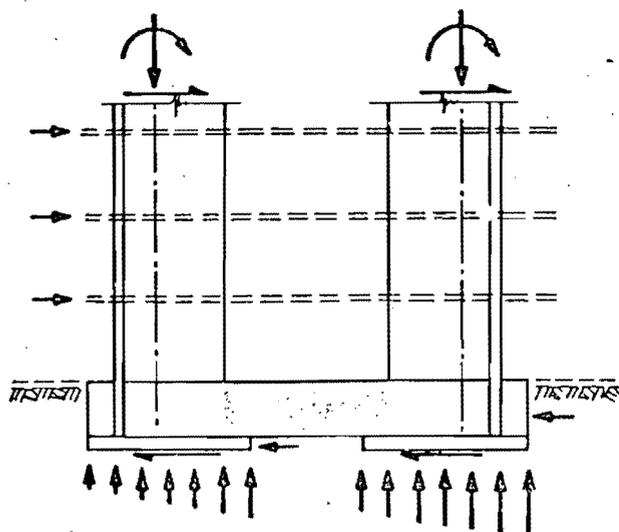


FIG. 2.44 Cimentación dúctil para dos muros estructurales en voladizo (36).

Debido a las grandes exigencias de ductilidad sobre el tramo de la viga destinada a disipar energía, es conveniente reforzarla diagonalmente siguiendo el mismo criterio usado en vigas de muros acoplados. En este caso se procede en forma inversa para evaluar la sobrerresistencia, es decir, una vez diseñada la viga y determinada su sobrerresistencia por flexión, se provee la correspondiente resistencia a la base de los muros para garantizar la no presencia de la fluencia en los muros, entonces éstos no necesitan detallarse por ductilidad. Un ejemplo adicional se puede encontrar en la parte final del numeral 4.4.4 del presente trabajo.

## 2.10 REPARACION DE MUROS ESTRUCTURALES

Con el objeto de sacar recomendaciones que permitan poner nuevamente en funcionamiento un muro estructural previamente averiado por un sismo severo, pero con la garantía de que en otro posible terremoto pueda volver a absorber en forma dúctil la mayor parte del cortante sísmico, se emprendió un programa experimental consistente en llevar al colapso total a tres muros de similares características, a saber, B5, B9 y B11 (11). Los especímenes dañados, se repararon con tres diferentes técnicas para volver a ensañarlos hasta la falla con el nuevo membrete de BR5, BR9 y BR11 respectivamente.

Los especímenes estudiados representan a un muro de una estructura de 5 niveles a escala 1:3, en los que se omitieron los posibles efectos de las losas de todos los niveles. En la fig - 2.45 se aprecia el tipo de especímenes usados, y en la tabla - 2.1 se presentan sus respectivas propiedades. La sollicitación a la que fueron sometidos consistió en una carga cíclica reversible en el tope del muro, simulando así la acción sísmica. Para el muro B9 se añadió una carga axial simulando efectos de gravedad.

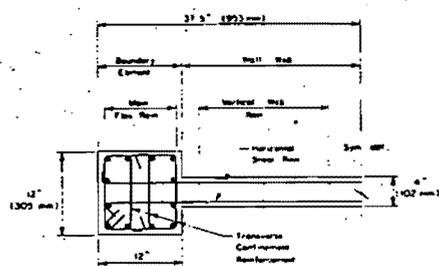
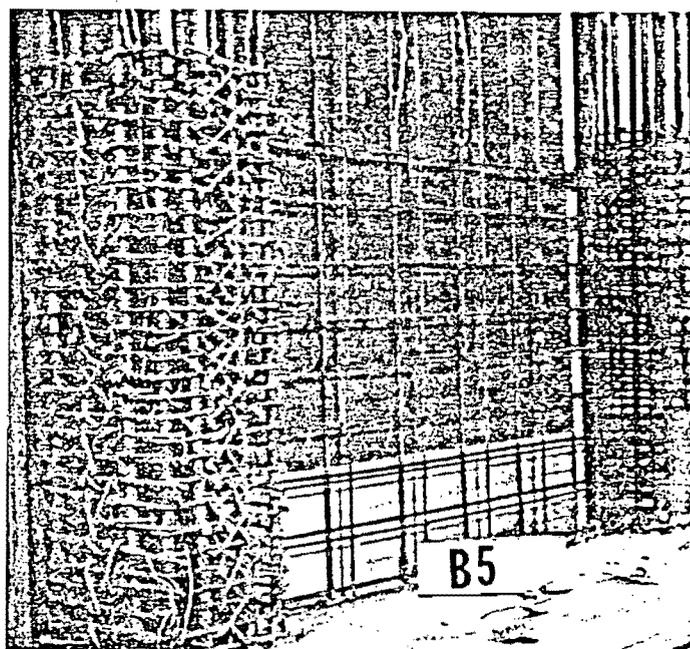
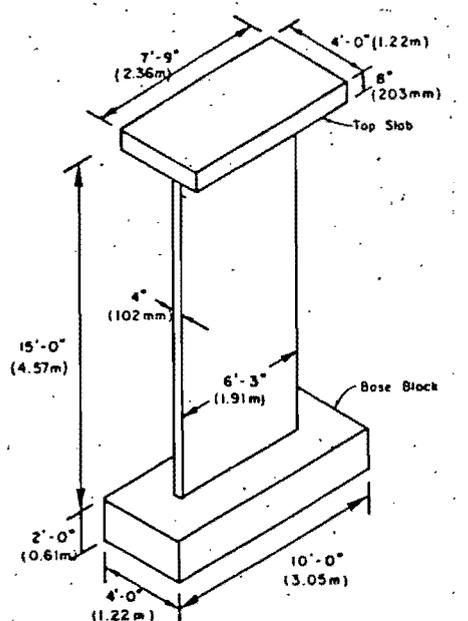


FIG.2.45 Detalle y dimensiones de especímenes B5, B9 y B11 (11).

La primera fase de reparación fue la misma en los tres especímenes; consistió simplemente en remover el concreto que se lograba desprender de manera fácil mediante el uso de una herramienta manual, y preocupándose por dejar una superficie rugosa. El paso siguiente para el primer muro, fue poner concreto nuevo sin alterar la malla de refuerzo ni las dimensiones del muro; para

Specimen	Shape	Axial load, psi	$f'_c$ , psi	$f_c$ for $\rho_s$ ksi	Reinforcement, percent			
					$\rho_f$	$\rho_h$	$\rho_v$	$\rho_c$
B5		—	6570	64.4	3.67	0.63	0.29	1.35
B5R*		—	6205	64.4	3.67	0.63	0.29	1.35
B9'		545	6395	62.3	3.67	0.63	0.29	1.35
B9R**		450	7510	62.3	3.67	0.42	0.20	1.35
B11'		—	7800	63.2	3.67	0.63	0.29	1.35
B11R*†		—	6175	63.2	3.67	0.63†	0.29†	1.35

\*Repaired specimen.

†Modified reversing load history (MR loading).

‡No. 5 bars at 45 deg in each direction added in lower 3 ft of web. 1000 psi = 1.0 ksi = 6.895 MPa.

$\rho_f$  = ratio of main flexural reinforcement area to gross concrete area of boundary element.

$\rho_h$  = ratio of horizontal shear reinforcement area to gross concrete area of a vertical section of wall web.

$\rho_v$  = ratio of vertical web reinforcement area to gross concrete area of a horizontal section of wall web.

$\rho_c$  = ratio of effective volume of confinement reinforcement to the volume of core in accordance with Eq. (A.2) of ACI 318-77.

TABLA 2.1 Propiedades de especímenes originales y reparados (11).

el segundo muro consistió únicamente en aumentar el ancho de la sección de 10 cm a 15 cm, como medida tomada en contra de la caída de rigidez observada en el anterior muro; para el tercer muro en cambio, se reparó a base de incrementar el refuerzo en 2 varillas No 5 diagonales y en cada sentido, perfectamente ancladas y sin variar su sección transversal.

Se trató de tener siempre, procesos de reparación que engendren criterios de facilidad constructiva, de economía y de respuesta mecánica aceptable. Una secuencia del proceso total usado en el espécimen B5, se aprecia en las figs. 2.46, 2.47, 2.48, 2.49 y 2.50. Un acercamiento al proceso de reparación en el muro B11 consta en las figs. 2.51 y 2.52; como en este caso la colocación del refuerzo adicional, exigió el corte de varillas principales, éstas luego fueron empalmadas cuidadosamente. La fig. 2.53 muestra un esquema de este tipo de arreglo.

La tabla 2.2 resumen el conjunto de resistencias calculadas y observadas tanto al momento de la fluencia como en la resistencia máxima. La resistencia de diseño se calculó en base al Reglamento ACI, asumiendo factor de reducción unitario, dado que son especímenes de laboratorio. No se tomó en cuenta la acritud del acero y se asumieron valores nominales de resistencia: 4200 Kg/cm<sup>2</sup> para el acero y 420 Kg/cm<sup>2</sup> para el concreto. En cambio, la carga observada de fluencia, fue la correspondiente a aque--

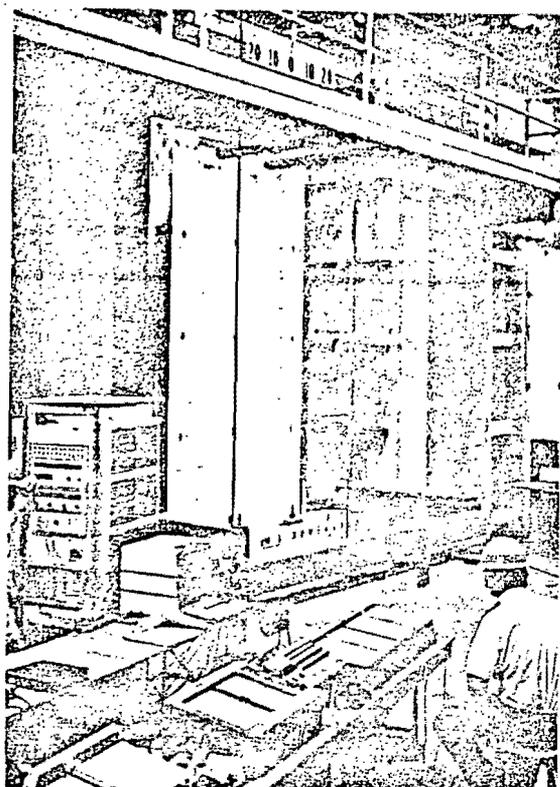


FIG. 2.46 Instantes del ensaye sobre el espécimen B5 (11); izquierda.

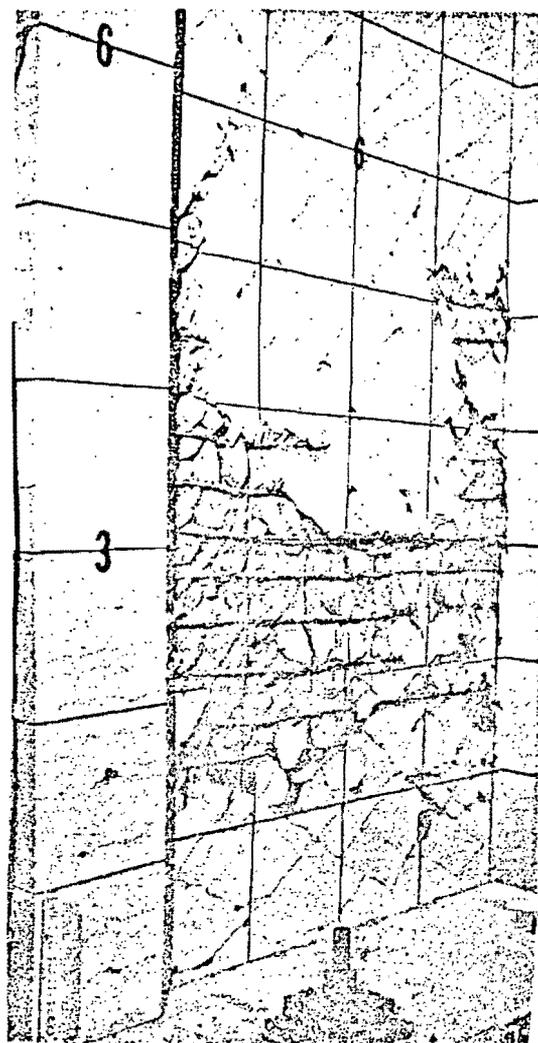


FIG. 2.47 Especimen B5 después de la falla (11); derecha.

lla en que se alcanzó la fluencia de todo el refuerzo longitudinal de la columna.

Se encontró que la carga máxima observada es mayor que la encontrada según el criterio ACI en un 37% para los muros nuevos y en 32% para los reparados. El incremento se explica porque los cálculos del ACI se detienen en valores teóricos para la fluencia del refuerzo y para la deformación última del concreto, las cuales generalmente se sobrepasan en la realidad, y porque tampoco se toma en cuenta todo el posible endurecimiento por deformación. La carga máxima observada se encontró menor que las calculadas considerando acritud, debido a que el desprendimiento del concreto exterior en la base del muro no permitió el de-

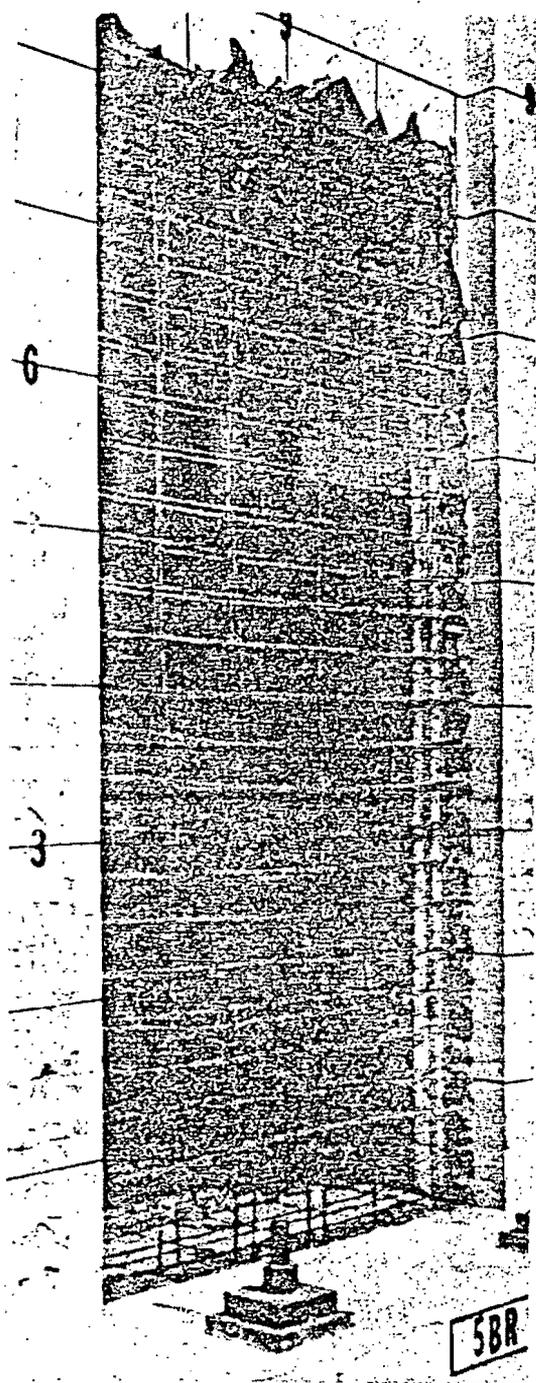


FIG. 2.48 Especimen B8 con el concreto del alma removido (11); izquierda.

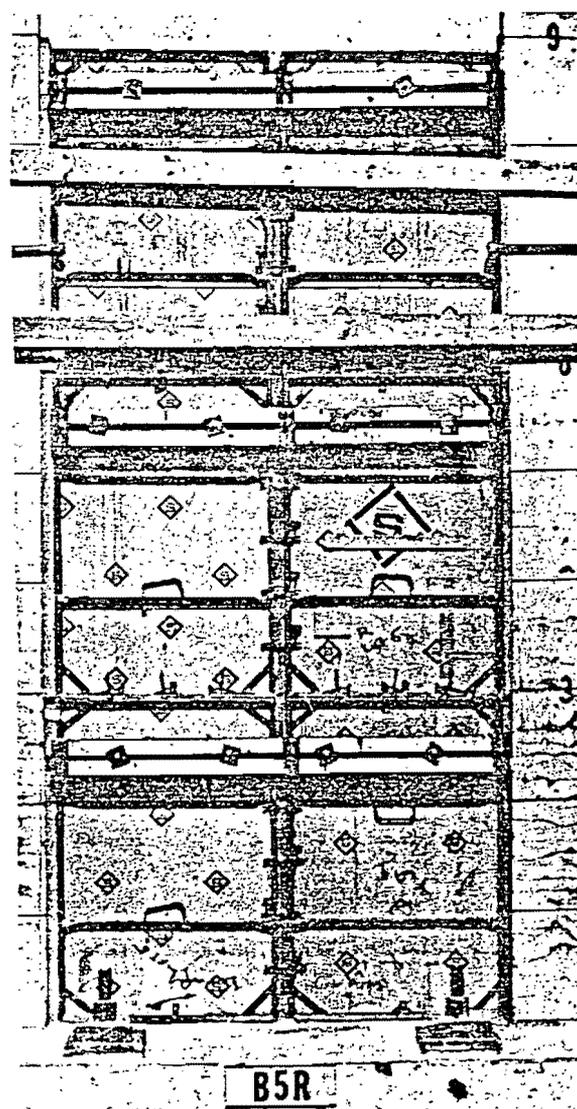


FIG. 2.49 Encofrado para el nuevo concreto del alma del espécimen B5R (11); derecha.

sarrollo del endurecimiento por deformación.

En resumen, los resultados de resistencia obtenidos en los muros reparados, indicaron una imperceptible disminución en los dos primeros: B5 y B9, y un ligero aumento en el tercero; la ganancia de resistencia en este último es explicable por la presencia de las varillas inclinadas.

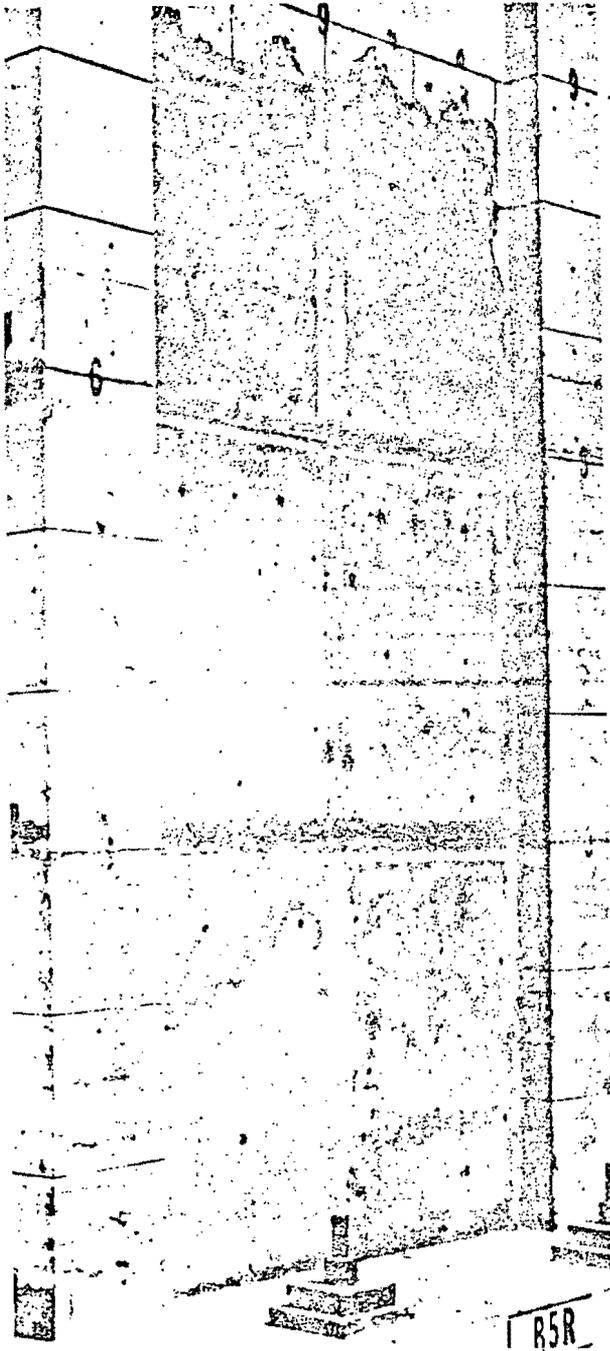


FIG. 2.50 Especimen reparado correspondiente al B5 (11).

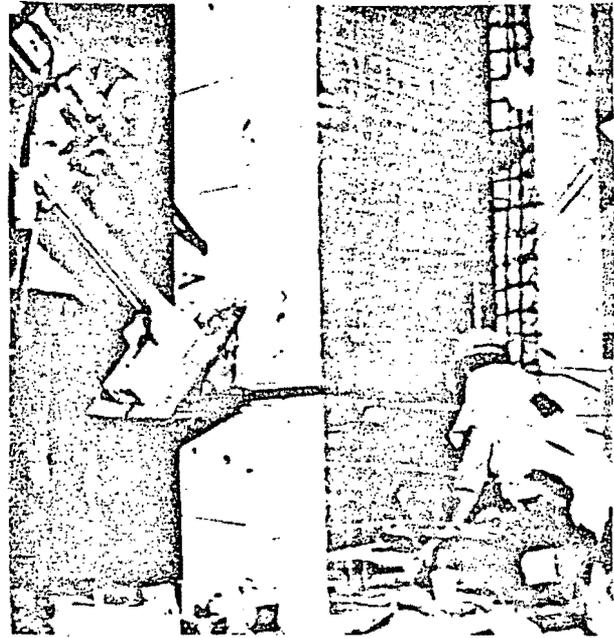


FIG. 2.51 Taladrado para colocación de refuerzo diagonal en el espécimen B11 (11).

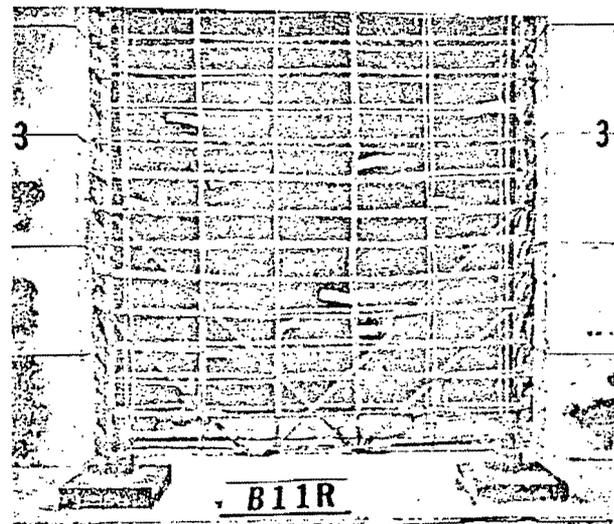


FIG. 2.52 Especimen B11R antes del nuevo colado (11).

Los resultados de capacidad de deformación, indicaron en cambio, que para el primer se logró recuperar su nivel de deformación, mientras que en los otros dos, se incrementó en 40% y 20% respectivamente. En todos los especímenes se encontró que el aplastamiento del concreto exterior, fue el modo de falla que contro

Specimen	Confined boundary element	Axial load, psi	ACI design				Full yield load				Maximum load				Failure mode <sup>g</sup>			
			Flexure		Shear		Calculated <sup>f</sup>		Observed		Obs.	Calculated <sup>f</sup>		Observed		Calc.	ACI <sup>h</sup>	
			kips	$f_f^*$	kips	$f_f^*$	kips	$f_f^*$	kips	$f_f^*$		kips	$f_f^*$	kips				$f_f^*$
B5	Yes	—	129	6.6	127	6.5	123.1	6.3	138.0	7.1	1.12	213.7	11.0	171.3	8.8	0.80	1.33	WC
B5R	Yes	—	129	6.8	127	6.7	123.1	6.5	—	—	—	213.7	11.3	167.8	8.9	0.79	1.30	WC
B9	Yes	345	173	9.0	148	7.7	165.6	8.6	186.4	9.7	1.13	241.6	12.6	219.6	11.4	0.91	1.48	WC
B9R	Yes	430	173	5.6	162	5.2	165.6	5.3	—	—	—	241.6	7.7	218.7	7.0	0.91	1.35	WC
B11	Yes	—	129	6.1	127	6.0	122.4	5.8	141.7	6.7	1.16	210.1	9.9	161.3	7.7	0.78	1.29	WC
B11R	Yes	—	129	6.8	180	9.3	122.4	6.5	—	—	—	210.1	11.1	171.0	9.1	0.81	1.33	WC

\*Lateral load in terms of nominal shear stress  $v = 0.4V_c/bf_f^*$  (psi).  
<sup>f</sup>Calculated monotonic flexural strength from analysis based on strain compatibility using measured material properties including strain hardening of reinforcement.  
<sup>h</sup>ACI taken as the lower of flexure or shear design strength with capacity reduction factor  $\phi = 1.0$ .  
<sup>g</sup>WC = web crushing.  
 1 kip = 4.448 kN,  $10 f_f^*$  (psi) = 0.68948  $f_f^*$  (MPa).

TABLA 2.2 Resistencias de los especímenes originales y reparados (11).

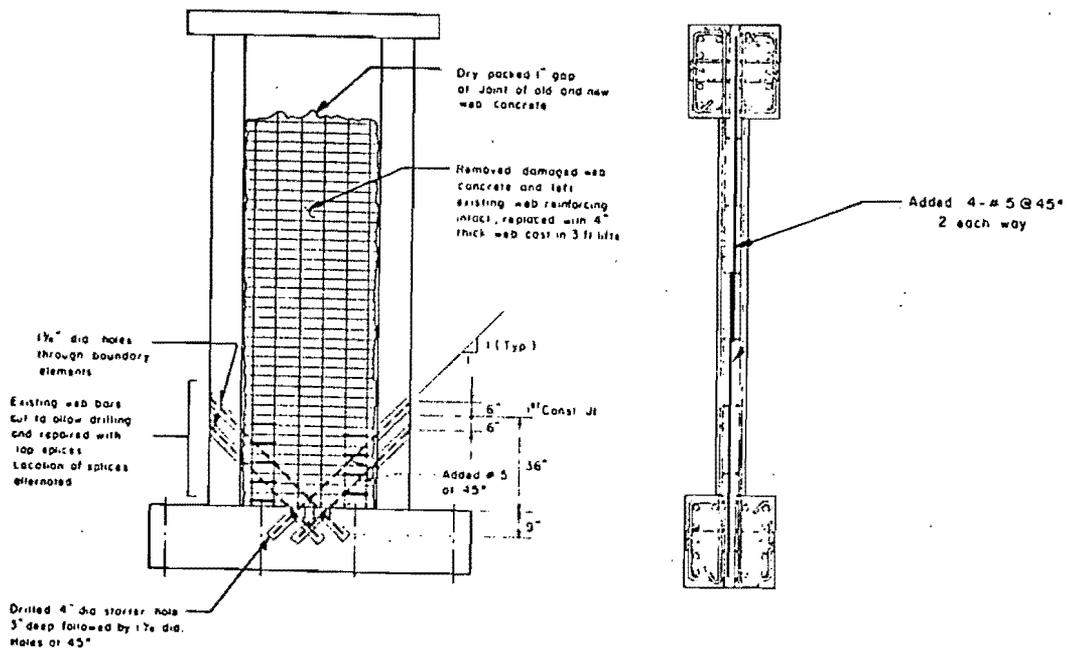


FIG. 2.53 Detalle para reparación de muros a base de refuerzo inclinado adicional (11).

lõ la resistencia de los muros estudiados. Con todos los métodos de reparación, no se logró sino únicamente que la rigidez sea el 50% de la original.

Meditando sobre la disminución inevitable de rigidez, se concluye que es totalmente indispensable efectuar un nuevo análisis dinámico incluyendo la rigidez reducida, para comprobar que nin

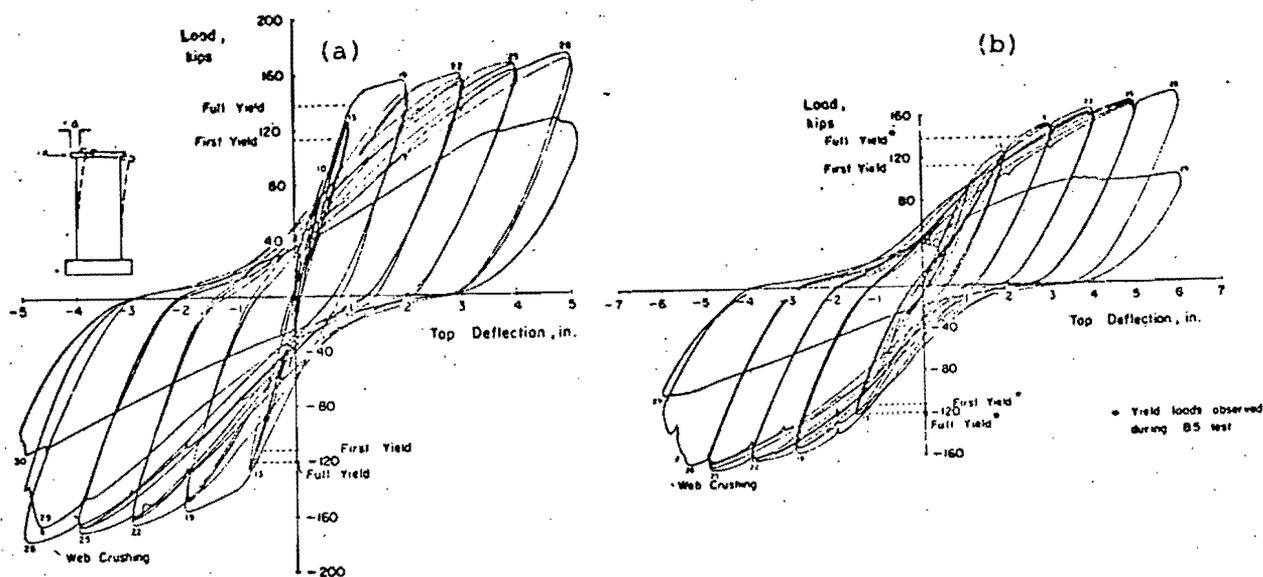


FIG 2.54 Respuesta del muro B5: (a) original, (b) reparado (11).

gún otro elemento vaya a resultar inadecuado a causa de esta variación (11). Debe notarse además, que la reparación base de aumentar el espesor del muro, redujo el esfuerzo nominal de corte en 33%, y que el añadir varillas inclinadas en la cantidad indicada, produjo un aumento en la capacidad de tomar cortante en 18%.

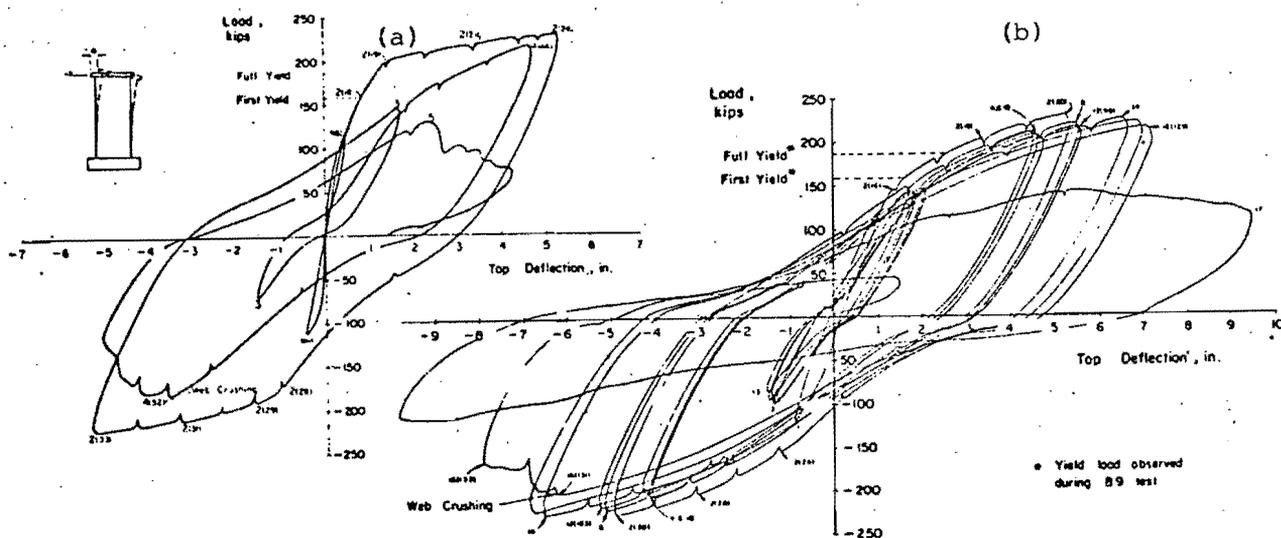


FIG. 2.55 Respuesta del muro B9: (a) original, (b) reparado (11).

El comportamiento histerético comparativo entre los muros B5 y B5R se aprecia en las figs. 2.54.a y 2.54.b; para los muros B9 y B9R en la fig 2.55; y para los muros B11 y B11R, en la fig. - 2.56.

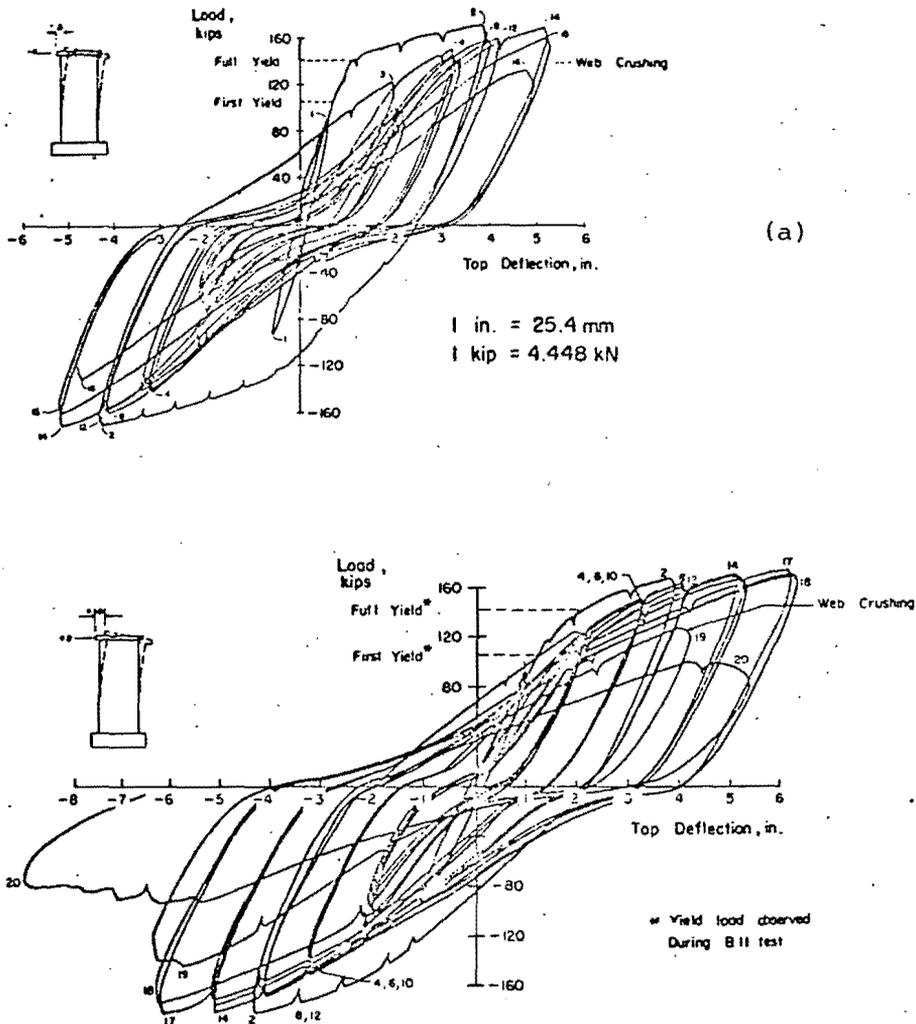


FIG. 2.56 Respuesta del muro B11: (a) original, (b) reparado (11).

### 3 INTERACCION MURO ESTRUCTURAL-MARCO RIGIDO

#### 3.1 COMPORTAMIENTO

El sistema estructural muro-marco combina las propiedades y ventajas que tienen, por un lado el muro para absorber las fuerzas sísmicas y controlar las deformaciones laterales, y por otro lado el marco para resistir las cargas de gravedad. De esta combinación, nace un sistema híbrido con buena capacidad y buen comportamiento ante excitaciones sísmicas, si a su vez se toman en cuenta los problemas que surgen del uso irracional de este elemento.

Se puede decir con criterio general, que este sistema estructural será eficiente si todos los elementos que lo componen, toman parte en resistir las cargas estimadas durante el servicio y la sollicitación máxima esperada. La respuesta de un sistema a base de marcos puros es en sí más dúctil que la respuesta de muros, y si se persigue comportamiento dúctil de la combinación de estos dos sistemas, el camino más viable es tratar de aumentar la capacidad de deformación de los muros, lo cual se consigue al seguir los diferentes requisitos expuestos en el capítulo 2.

En la práctica común de Ingeniería Civil, no se encuentra con mucha frecuencia muros estructurales actuando como grandes voladizos aislados. En cambio, su uso es mayúsculo en combinación con otros elementos, ya sean de su mismo género o con marcos rígidos. Surge así la necesidad de estudiar las propiedades de este sistema, pero dadas las dificultades de ensayar un muro en -

condiciones iguales a las que tendría en la realidad, nace la preferencia por efectuar los experimentos sobre muros individuales, simulando un estado de cargas y de restricciones que correspondan con el verdadero comportamiento.

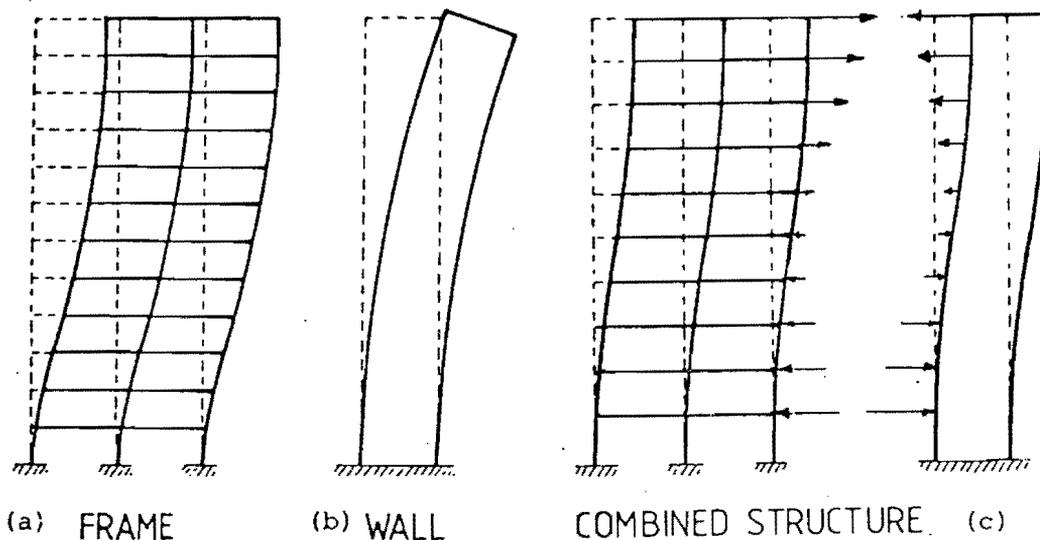


FIG. 3.1 Formas típicas de deflexión en marcos, muros y sistema combinado muro-marco (12).

Una parte importante de este estudio lo realizó la PCA para muros de sección rectangular, y se basa en el problema de interacción muro-marco (2). Los marcos rígidos se deforman esencialmente por corte, mientras que los muros lo hacen por flexión, fig 3.1; por tanto, para una misma deflexión superior en los dos sistemas, se observa que cerca de la base las pendientes del muro son menores que las del marco, mientras que en la parte superior sucede lo contrario.

Al actuar conjuntamente estos dos sistemas estructurales ante fuerzas sísmicas, el muro tiende a absorber la mayor parte del cortante en los niveles bajos; y el marco hace lo mismo en los niveles altos, donde más bien el muro tiende a apoyarse en el marco. Es decir, cerca de la base, el muro jala al marco y arriba el marco jala al muro, impidiéndose entre ellos mismos tomar

sus respectivas deformadas naturales. Esta interacción se traduce en una redistribución de fuerzas a nivel de piso, fig 3.1.c.

Las envolventes de corte y flexión que actúan sobre el muro se presentan en la fig 3.2. Se observa también la parte del muro - que se encuentra desde la fundación al nivel del momento nulo, en la que se han incluido el nivel de fuerzas respectivo: ' $n_{cf}$ ' que representa las fuerzas gravitacionales; ' $V_{cf}$ ' es el corte - resultante de los pisos superiores; y ' $f$ ' viene a ser el conjunto de fuerzas que actúan por causa de la interacción. Justamente esta parte es la que se escogió para estudiar el comportamiento de la interacción, la cual refleja las condiciones que gobiernan a la parte inferior de un muro del sistema estructural muro-marco correspondiente a edificios altos.

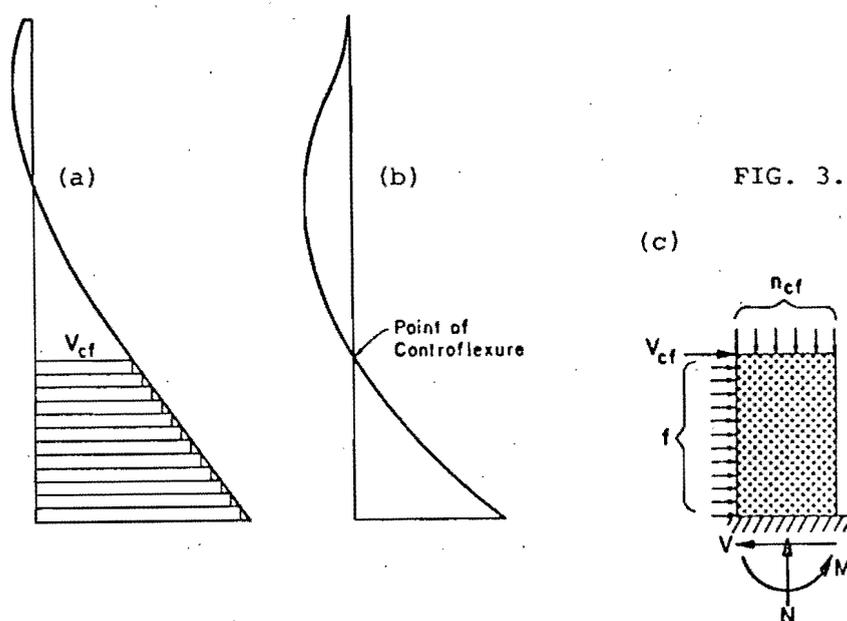


FIG. 3.2 Fuerzas actuantes sobre un muro esbelto: (a) diagrama de corte, (b) diagrama de momentos, (c) - fuerzas en la parte inferior (2).

Para efectos de estudios en la ref 2 se asumió:  $n_{cf} = 29 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $V_{cf}$  igual al 50% del cortante existente en la base del muro  $V$ , y la restante mitad se distribuyó como ' $f$ ' uniformemente entre la base y el punto de momento nulo. La fig 3.3 presenta una fotografía del equipo y especímenes usados, la fig 3.4 muestra la sección de los muros ensayados, y la tabla 3.1 sus propiedades.

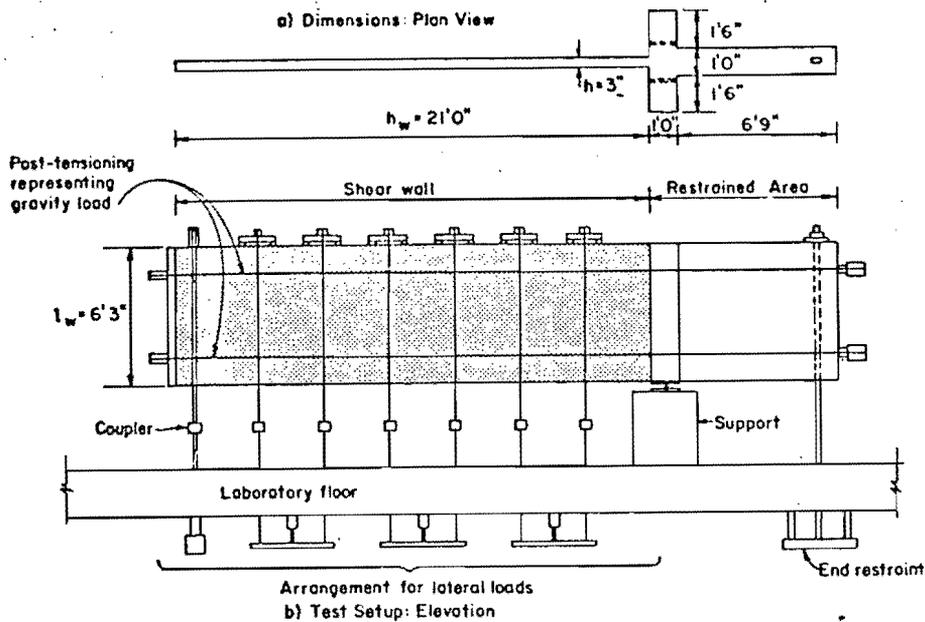


FIG. 3.3 Dimensiones y equipo usados para ensayar muros simulando interacción con marcos ante carga lateral (2).

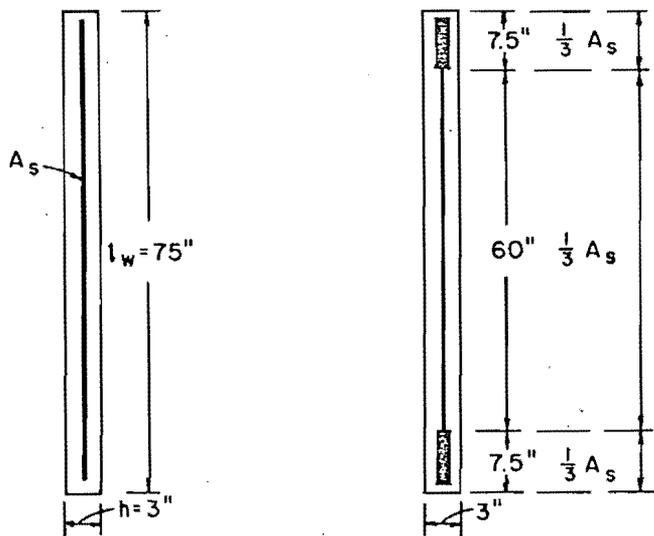


FIG. 3.4 Distribución del refuerzo vertical en los especímenes: (a) uniformemente, (b) concentrado (2).

Dadas las características de la prueba, estos resultados también son aplicables a muros en voladizo; dicho de otra manera, la parte más crítica de un muro perteneciente a un sistema muro-marco, que es su base, tiene idéntico comportamiento que un muro en voladizo. Esto quiere decir que el diseño de un muro, es el mismo ya sea que se encuentre interactuando con marcos o esté actuando como voladizo aislado. Es más, una parte importante de los resultados del capítulo 2, en cuanto a diseño por fle --

Mark	Height $h_w$ ft.	Concrete		Reinforcement				Axial Stress $N_u / \ell_w h$ psi
		Compressive Strength* $f'_c$ psi	Tensile Splitting Strength* $f'_{sp}$ psi	Vertical		Horizontal		
				Amount $\rho_v$ **	Yield Stress $f_y$ psi	Amount $\rho_h$	Yield Stress $f_y$ psi	
SW-1	21.0	7420	660	0.0027	60,200	0.0027	61,300	415
SW-2	21.0	6880	650	0.0100	65,400	0.0027	61,000	430
SW-3	21.0	6780	615	0.0300	66,000	0.0027	60,000	420
SW-4	12.0	6740	585	0.0300	60,000	0.0027	60,000	430
SW-5	12.0	5900	565	0.0230+	60,000	0.0027	60,000	425
SW-6	21.0	5950	590	0.0230+	63,000	0.0027	70,000	430

\* Taken as the average of 3 or more concrete cylinders in critical area.

\*\*  $\rho_v = \frac{A_s}{\ell_w h}$ , where  $A_s$  = total area of vertical reinforcement,  $\ell_w = 75$  in.

$h = 3$  in.

+ One-third of total vertical reinforcement concentrated within a distance  $\ell_w/10$  from either extremity of cross-section (amount of reinforcement in interior region  $\rho_{vw} = 0.01$ ).

TABLA 3.1 Dimensiones y propiedades de los especímenes (2).

xión, diseño por corte y efecto de la distribución del refuerzo, se derivó de especímenes con características presentadas en las figs. 3.2, 3.3 y 3.4, y tabla 3.1. Los resultados de esta parte experimental sobre los que se derivaron las conclusiones mencionadas del capítulo anterior se presentan en las tablas 3.2 y 3.3.

El cuidado único que hay que tener se encuentra en las vigas empotradas en su cuerpo, para que éstas sean capaces de seguir el giro del muro. Mientras más altura tengan los muros, mayor es la exigencia de giro. Las vigas deben estar diseñadas para absorber esas grandes rotaciones y al mismo tiempo que sean capaces de seguir transmitiendo fuerzas al muro sin que su resistencia decaiga. El logro de grandes ductilidades en vigas esbeltas no es realmente un problema; con esmero en el diseño y en el detallado del refuerzo de la zona de articulación plástica, se pueden conseguir fácilmente.

Mark	Calculated Parameters		Flexural Strength			Shear Strength			Measured/Calculated		Observed Mode of Failure
	Moment to Shear Ratio $M_u/V_u$ at $l_w/2$ from Base	Ratio $d/l_w$ at ultimate	Measured Moment, $M_u$ , at base kip-ft.	Calculated* Moment, $M_u$ , at base kip-ft.	Calculated $M_u^+$ kip-ft.	Measured		Calculated** $V_c + V_s$ $\sqrt{f'_c}$	Moment at the Base	Shear at $l_w/2$ from Base	
						Shear, $V_u$ , at $l_w/2$ , kips	$V_u^{++}$ $hd\sqrt{f'_c}$				
SW-1	2.01	0.58	406	379	356	26.5	1.7	3.9	1.07	0.44	Flexure Flexure Flexure-Shear Flexure Flexure-Shear Flexure
SW-2	2.01	0.62	675	650	609	41.4	2.8	4.0	1.04	0.70	
SW-3	2.01	0.71	1073	1200	1181	66.0	4.5	4.0	0.90	1.13	
SW-4	1.01	0.71	1077	1139	1108	109.6	7.4	6.8	0.95	1.12	
SW-5	1.01	0.78	1078	1121	-	108.6	7.8	6.8	0.96	1.15	
SW-6	2.01	0.78	1179	1154	-	72.5	5.3	4.4	1.02	1.20	

\* Based on compressive concrete limiting strain of 0.003, strain compatibility and measured material properties including strain hardening of steel.

\*\* Calculated from ACI 318-71 Code shear strength equations.

+ According to Eq. (1).

++ d used is  $0.8l_w$  or greater.

(1 kip-ft. = 0.138 ton-m; 1 kip = 0.453 ton;  $\sqrt{f'_c}$  psl = 0.265  $\sqrt{f'_c}$  kgf/cm<sup>2</sup>)

TABLA 3.2 Resultados de resistencias de los ensayos (2).

Mark	Measured			Calculated		
	$\psi_u$ Millionths/in.	$\frac{M_u}{M_y}$	$\frac{\psi_u}{\psi_y}$	$\psi_u$ Millionths/in.	$\frac{M_u}{M_y}$	$\frac{\psi_u}{\psi_y}$
SW-1	229	1.13	7.0	186	1.17	4.8
SW-2	116	1.37	3.6	143	1.48	4.1
SW-3	94	1.29	1.8	103	1.43	2.5
SW-4	190	1.35	2.5	117	1.42	2.7
SW-5	225	1.18	3.3	133	1.30	3.4
SW-6	186	1.31	3.9	120	1.28	3.1

1 millionth/in. = 0.4 millionths/cm

TABLA 3.3 Resultados de la relación momento-curvatura (2).

Las exigencias de rotación en la viga se pueden calcular con base en la compatibilidad de deformaciones; esto es, una vez conocida la distribución de fuerzas debidas a la interacción, se puede conocer los desplazamientos en el muro y por tanto los giros en los diferentes niveles también. Esto implica conocer de hecho los giros en extremos de vigas.

Desde el punto de vista de comportamiento de toda la estructura, se tiene que al momento de llegar a la fluencia algunos muros, los restantes elementos estructurales deben acompañar el movi-

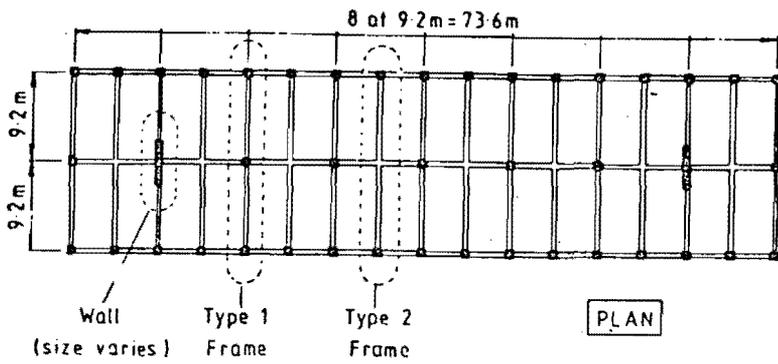
miento de los muros dúctiles. Por lo que se recomienda que dichos elementos sigan la deflexión lateral con deformaciones elásticas, proveyendo así una línea de defensa adicional. De hecho, esta consideración consta en los diferentes Reglamentos de construcción para cuando se desea una mayor reducción por ductilidad de las fuerzas sísmicas.

La estimación de la parte de las fuerzas laterales que actúa, ya sea sobre el marco o sobre el muro, no puede encontrarse por medio de una distribución proporcional a las rigideces, porque la interacción nacida de la compatibilidad de deformaciones entre ellos, puede originar una marcada inexactitud de distribución de fuerzas, especialmente en los niveles superiores. La exposición de las diferentes técnicas para analizar este sistema estructural, se encuentra más allá del alcance del presente trabajo; información adicional se puede encontrar en las refs. 33, 42 y 43.

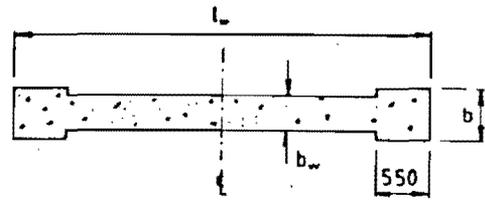
### 3.2 APLICACION

Dentro del contexto de varias suposiciones que pueden ser revisadas en la ref 12, se analizó por tres ocasiones el edificio de 12 niveles de la fig 3.5. Cada análisis correspondió a una diferente longitud del muro: 4 m, 6 m y 8 m, manteniéndose constantes las otras propiedades. El objetivo del trabajo citado no fue el de estudiar la variación de la ductilidad por causa del aumento de rigidez en los muros, sin embargo los resultados parciales que arroja, ayudan a entender mejor el comportamiento de este sistema híbrido.

Parte de los resultados de un análisis elástico, en que las cargas fueron tomadas del código vigente en Nueva Zelanda: NZS 4203, se aprecia en la fig 3.6; es claro el comportamiento típico del muro en los pisos altos, donde tiende a apoyarse en el marco, es decir, actúa en la misma dirección que las cargas sísmicas en vez de oponerse a ellas. Son obvias también las situaciones en que a mayor rigidez del muro, este absorbe mayores momen



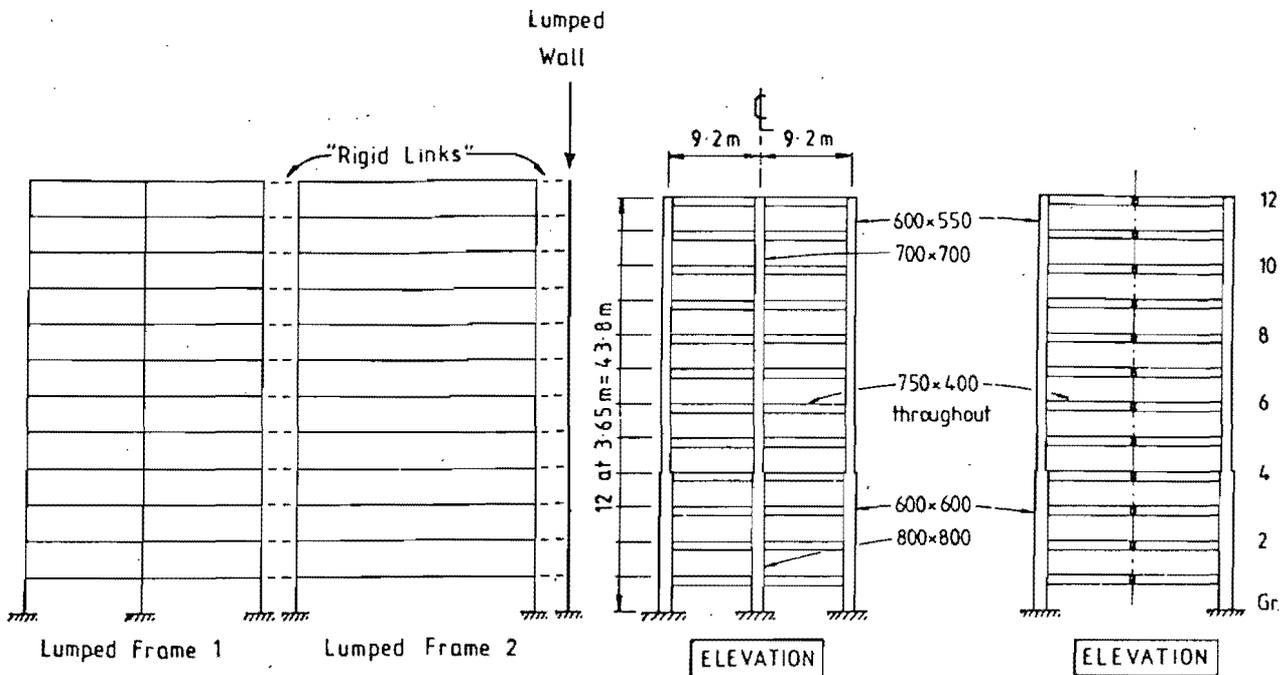
(a) General plan of structure



Wall Type	4m	6m	8m
$l_w$	4.00	6.00	8.00
$b$	0.45	0.40	0.35
$b_w$			
Level 1-3	0.45	0.40	0.35
4-6	0.40	0.35	0.30
7-9	0.35	0.30	0.25
10-12	0.30	0.25	0.20

Note: All dimensions are in metres.

(b) Wall dimension variation



Lumped Model for Computer Analysis

(c) Type 1 frame

(d) Type 2 frame

FIG. 3.5 Detalle de dimensiones y modelo matemático del edificio de 12 niveles en estudio (12).

tos y fuerzas cortantes.

La distribución del cortante en las vigas se aprecia en la fig - 3.7; téngase presente que la distribución de cortante es una medida cualitativa indirecta de las ductilidades exigidas a las vigas en sus extremos de conexión. Es interesante también la variación con la altura del momento demandado en las vigas, fig - 3.8; al efectuar un diseño al límite, es necesario suplir de adecuada ductilidad a las vigas cuya resistencia sea menor que la del diagrama de momentos elásticos.

Otros resultados de interés corresponden a la disminución del período de vibración conforme aumenta la rigidez del muro. Se obtuvieron períodos de 1.96 seg, 1.78 seg y 1.56 seg, para muros de 4 m, 6 m y 8 m respectivamente (12).

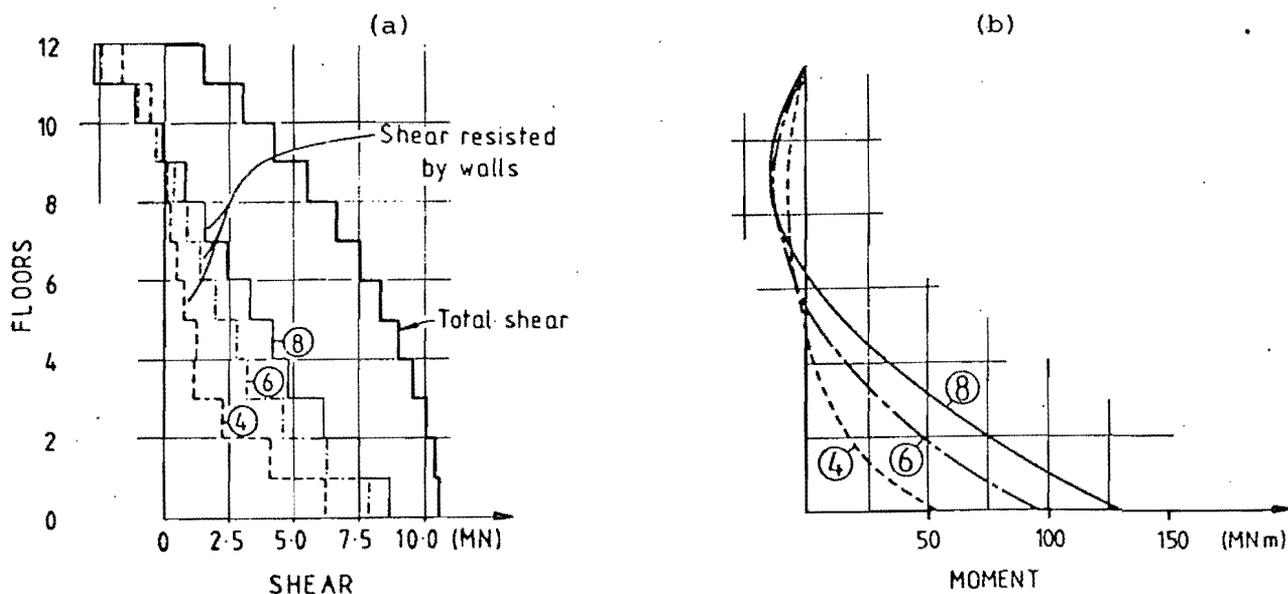


FIG. 3.6 Resultados bajo cargas laterales del edificio de 12 niveles: (a) fuerzas de corte, (b) momentos flexionantes (12).

Se acostumbra cuantificar la rigidez relativa de un muro respecto a la de toda la estructura mediante la RELACION DE CORTE, definida como la fuerza cortante en la base del muro dividida para la fuerza cortante total de la estructura. Con base en este

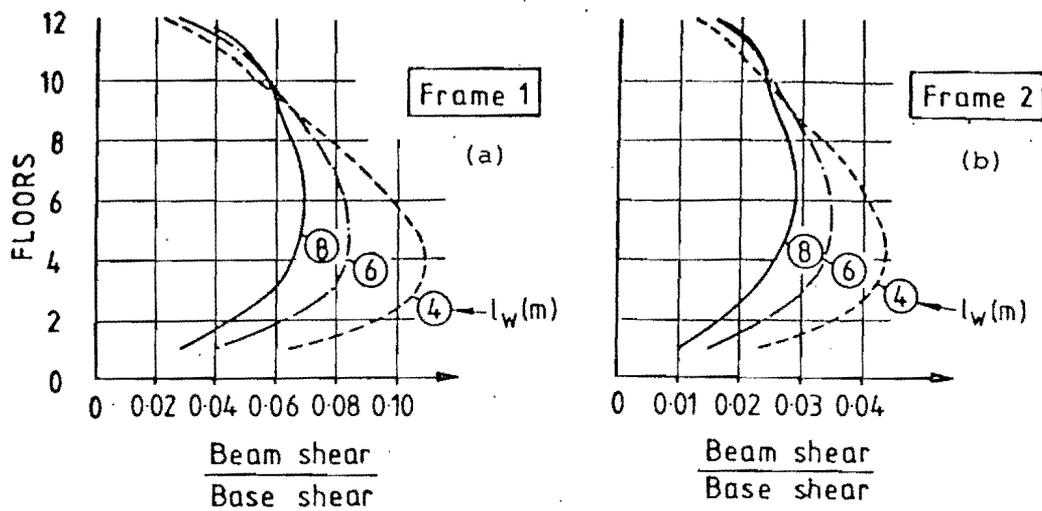


FIG. 3.7 Distribución de fuerzas cortantes en las vigas (12).

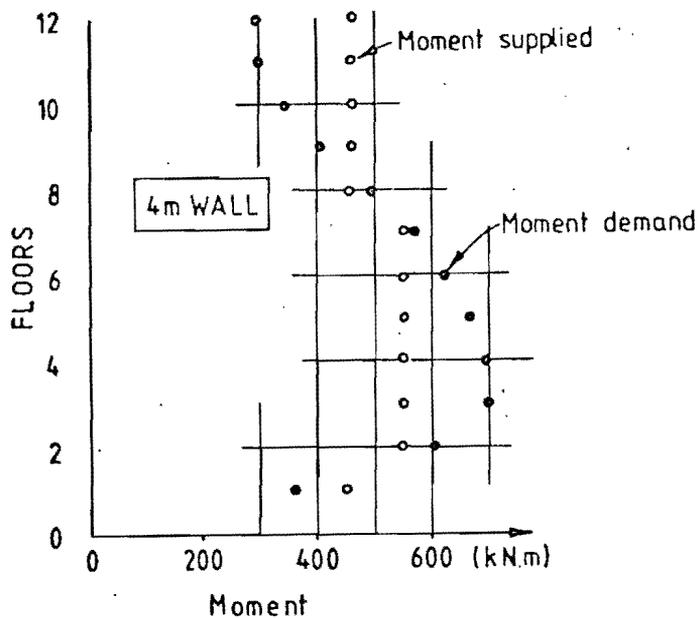


FIG. 3.8 Relación entre momentos demandados y proporcionados a las vigas del marco 1 (12).

concepto, se encontró relaciones de cortante de 0.58, 0.75 y 0.83 para los muros de 4 m, 6 m y 8 m; son valores que vienen a recalcar los resultados de la fig 3.6.a.

Un dato final de interés, proporciona la comparación de la mis-

ma estructura provista de muros de 4 m, con una similar pero -  
sin muros estructurales. Para esta última parte se efectuaron -  
análisis dinámicos alimentados con los sismos: El Centro 1940,  
componente N-S, y Pacoima Dam 1970, componente S15°W, las cua--  
les arrojaron respectivamente deformaciones máximas de entrepiso  
de 0.0085 y 0.0198 para la estructura que incluye muros de -  
4 m, y valores de 0.011 y 0.0233 en el mismo orden, para la es-  
tructura a base de marcos rígidos puros.

Lo anterior implica que el muro de 4 m causó una disminución -  
del 23% en los desplazamientos de entrepiso ante el sismo de El  
Centro y de 15% ante el sismo de Pacoima Dam. La disminución en  
los desplazamientos laterales de entrepiso es una evidencia del  
control favorable que ejercen los muros ante tal fenómeno de -  
las estructuras.



DEPTO

## 4

## ESTRUCTURAS A BASE DE MUROS ACOPLADOS

### 4.1

### COMPORTAMIENTO GLOBAL

#### 4.1.1

#### IDEAS GENERALES

El análisis de esfuerzos cortantes en un muro estructural de sección rectangular sujeto a flexión, muestra que éstos se distribuyen parabólicamente con valores nulos en las fibras extremas de la sección y valor máximo en el centro de la misma. Se tiene partiendo de éste principio, que un muro ideal con un plano potencialmente débil situado cerca del eje neutro, fallará por cortante deslizante, y dada la naturaleza del fenómeno, con características frágiles. En un principio y todavía sin fijar objetivos, se puede decir que si se desea mejorar el comportamiento de este muro ideal, debería hacerse más dúctil a tal mecanismo de falla, permitiendo gran disipación de energía a través del mismo.

Ahora bien, precisamente lo antedicho sucede en muros estructurales que contienen por razones arquitectónicas obvias, aberturas para ventanas en muros exteriores, o para puertas de acceso hacia elevadores y escaleras en núcleos de cortante. En estos casos se acostumbra unir las dos secciones del muro con vigas conectoras que forman parte del mismo, fig 4.1.

Recordando lo dicho en las primeras líneas, las vigas conectoras estarán sujetas entonces a fuerzas cortantes muy grandes, por -

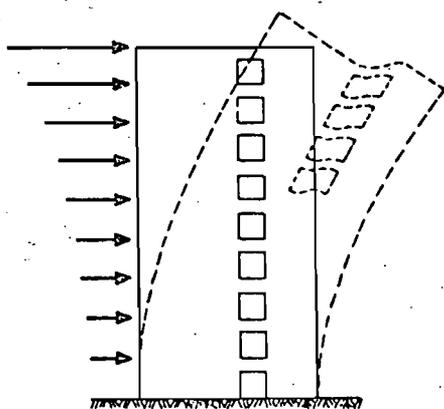


FIG. 4.1 Estructura típica de muros acoplados (14).

ser las encargadas de transmitir los cortes de un muro a otro. Debido a que generalmente las vigas de acoplamiento tienen una relación claro/peralte muy pequeña, se presiente que su comportamiento no puede ser predicho con exactitud a base de la teoría convencional de flexión; es decir, se esperan significativas deformaciones por corte.

Además, la gran rigidez de estas vigas las hace muy sensibles a movimientos infinitesimales verticales, por lo que es necesario considerar deformaciones axiales de muros. En definitiva el análisis de muros acoplados no se puede realizar de manera similar al de marcos normales, se requiere adicionalmente el considerar las deformaciones por corte en las vigas de acoplamiento y las deformaciones axiales de los muros.

Aunque el objetivo de este trabajo no se dirige a los métodos de análisis, se atacará superficialmente en los subtemas siguientes, las ideas más importantes del cálculo de los elementos mecánicos.

Una vez determinadas las acciones en cada uno de los elementos del sistema estructural, se procede a diseñarlo. Así, para el muro se usan idénticos criterios a los dados en diseño de muros en voladizo, capítulo 2, con la precaución adicional de que los grandes niveles de fuerzas cortantes en las vigas, exigen grandes ductilidades de ella, y que las fuerzas axiales en los mu--

ros, resultantes de la acumulación de fuerzas cortantes de las vigas, pueden llevar incluso hasta tensiones netas en los muros.

La eficiencia del sistema muros acoplados radica en la capacidad de las vigas para disipar energía adicional a la disipada por los muros. Se necesita un estudio concienzudo para diseñar la estructura de tal manera que ante carga sísmica severa, la resistencia de las vigas se alcance antes que la de los muros, y que al mismo tiempo permitan con grandes deformaciones y sin disminuir su capacidad, que los muros lleguen a su resistencia; lo cual se logra, como se verá más adelante, escogiendo convenientemente la resistencia y rigidez de los diferentes elementos.

Esto obliga a poner en nivel preferencial la evaluación de la demanda de ductilidad del sistema de acoplamiento; entonces el objetivo viene a ser la creación de un sistema con gran número de elementos disipadores de energía, o lo que se llama sistema con LINEAS ESCALONADAS DE DEFENSA. Es obvia entonces, si se logra manejar razonablemente este mecanismo de colapso, la superioridad sismorresistente de los muros acoplados sobre los muros en voladizo. Se puede decir que las aberturas de los muros en todo su alto, lejos de causar una sección débil ante fuerzas laterales, se ha convertido en un mecanismo altamente disipador de energía.

#### 4.1.2 RESPUESTA ELASTICA

El método que arroja mayor exactitud es el de los ELEMENTOS FINITOS, pero en cambio requiere grandes tiempo de computadora a más de que no proporciona directamente los elementos mecánicos para diseñarlo (33,42). Otro método es el de la COLUMNA ANCHA; se basa en concentrar a los muros con sus respectivas propiedades en sus ejes longitudinales, mientras que a la viga se les asigna la longitud entre ejes de muros; así, aquella parte correspondiente al claro libre ' $l_s$ ', conserva las mismas propiedades, pero sus extremos se consideran de rigidez infinita; los -

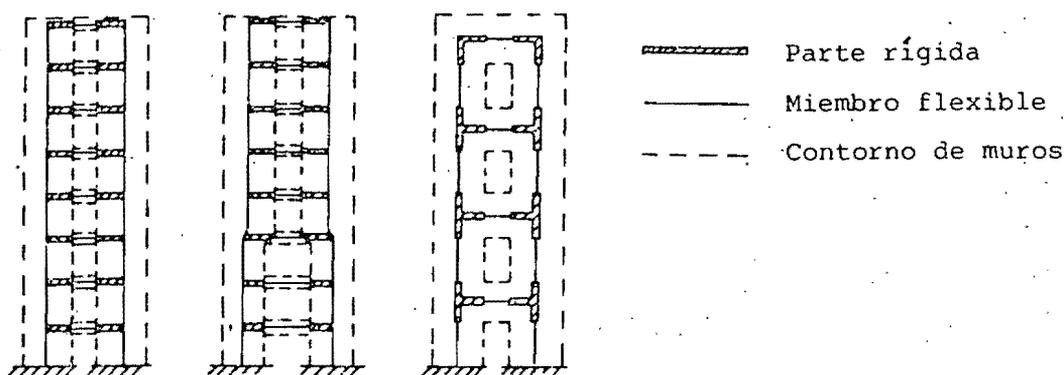


FIG. 4.2 Modelo matemático del método de la columna ancha para análisis de muros estructurales acoplados (5).

resultados arrojados son prácticamente exactos; ver fig 4.2. - Existe una variante al último método para tomar en cuenta el f<sub>i</sub> suramiento en muros y en vigas diagonalmente reforzadas; aquí - se modela a cada viga como un par de diagonales axialmente car- gadas (17,33,42).

Un método muy interesante y de sencillez apropiada para cálcu- los manuales, es el llamado ANALISIS LAMINAR (8,44), cuyos resul- tados son aproximados; para 5 niveles la exactitud es ingenie- rilmente aceptable, la cual aumenta con el número de niveles. La idea básica empleada es reemplazar el sistema discreto de vi- gas de acoplamiento por un medio elástico continuo de área e - inercia equivalentes. Así, en vez de tener un sistema de ecua- ciones lineales de la estructura original, altamente hiperestáti

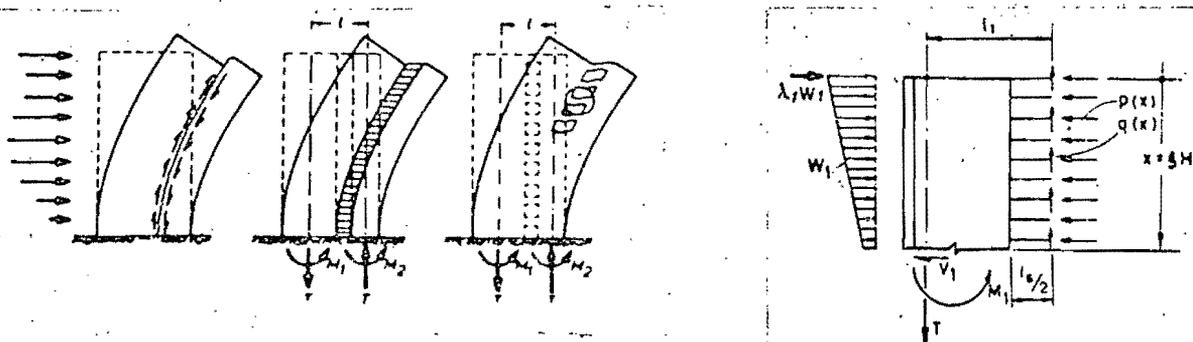


FIG. 4.3 Modelo matemático del análisis laminar para cálculo de muros estruc- turales acoplados. (5,8).

ca, se tiene sólo una ecuación diferencial de segundo orden cuya solución proporciona el cortante laminar ' $q(x)$ ', fig 4.3. Según está analogía, el momento de volteo ' $M_0$ ', en determinado nivel ' $x$ ', debe ser resistido por los momentos internos de cada muro: ' $M_1$ ' y ' $M_2$ ', y por el producto  $TL$ , donde  $T$  es la resultante del cortante laminar y  $L$  es la distancia entre centroides de los muros. Así:

$$M_0 = M_1 + M_2 + TL$$

El efecto de fisuramiento se puede incluir a base de reducir convenientemente las rigideces (13), lo cual puede ser motivo de cambios significativos en la respuesta, pues se produce una disminución en la frecuencia de vibración y un incremento en el amortiguamiento. Una limitación importante de este método, es la incapacidad para tratar concepciones variables en los muros.

#### 4.1.3 RESPUESTA ELASTOPLASTICA

La resistencia última de un sistema estructural a base de muros acoplados, se logra al producirse un mecanismo de colapso estáticamente admisible. El mecanismo consiste en un par de articulaciones plásticas en los extremos de cada viga de acoplamiento, más una articulación plástica en la base de cada muro estructural, por ser todas estas zonas las más esforzadas. Lo dicho hace presentir que un sistema estructural a base de muros acoplados puede tener buena capacidad para absorber energía, ya que esta se encuentra altamente influenciada por el grado de hiperestaticidad.

#### 4.2 COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE ACOPLAMIENTO

##### 4.2.1 IDEAS GENERALES

El sismo de 1964 en Alaska, mostró que la debilidad del sistema

estructural a base de muros acoplados se asienta en los elementos conectores; debilidad que radica en la incapacidad de proporcionar la demanda de ductilidad requerida. Esto motivó a efectuar estudios teóricos que relacionen la ductilidad global de la estructura con la ductilidad rotacional de las vigas de acople.

El primer estudio (13) se basó en el modelo de la fig 4.4, con 18 niveles y vigas de relación claro/peralte de 1.44. La estructura quedó definida mediante:  $h = 2.67$  m,  $H = 47.9$  m,  $l = 4.3$  m,  $l_1 = 2.1$  m,  $l_2 = 2.2$  m,  $W = 29.5$  Ton,  $W = 227$  Ton,  $E = 3.5 \times 10^5$  Kg/cm<sup>2</sup>. Se efectuó un análisis elástoplástico consistente de 5 etapas; la primera etapa se efectuó ante cargas de diseño incluyendo fisuramiento del concreto; la segunda ante cargas que provocan el fin del comportamiento elástico de las vigas situadas críticamente; la tercera ante cargas en que más del 90% de los elementos conectores fluyen; la cuarta marca la obtención de la resistencia última en el muro sujeto a tensión y la quinta indica que el muro comprimido alcanza su resistencia; ver fig 4.5.

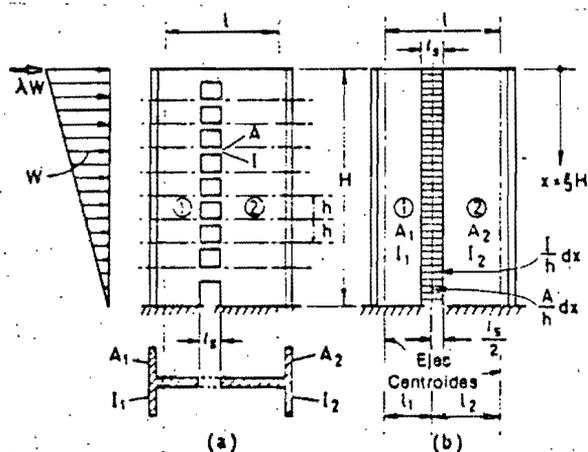


FIG. 4.4 Estructura prototipo de estudio (13).

Aproximando la gráfica carga deformación, fig 4.5.c a un comportamiento elástoplástico perfecto, se puede decir que se logró un factor de ductilidad de 2, el cual exige a las vigas situadas menos favorablemente una ductilidad rotacional de 12.6. En caso de desearse una ductilidad global de 4, como se sugiere en regiones sísmicas, se necesitaría una deflexión doble, lo -

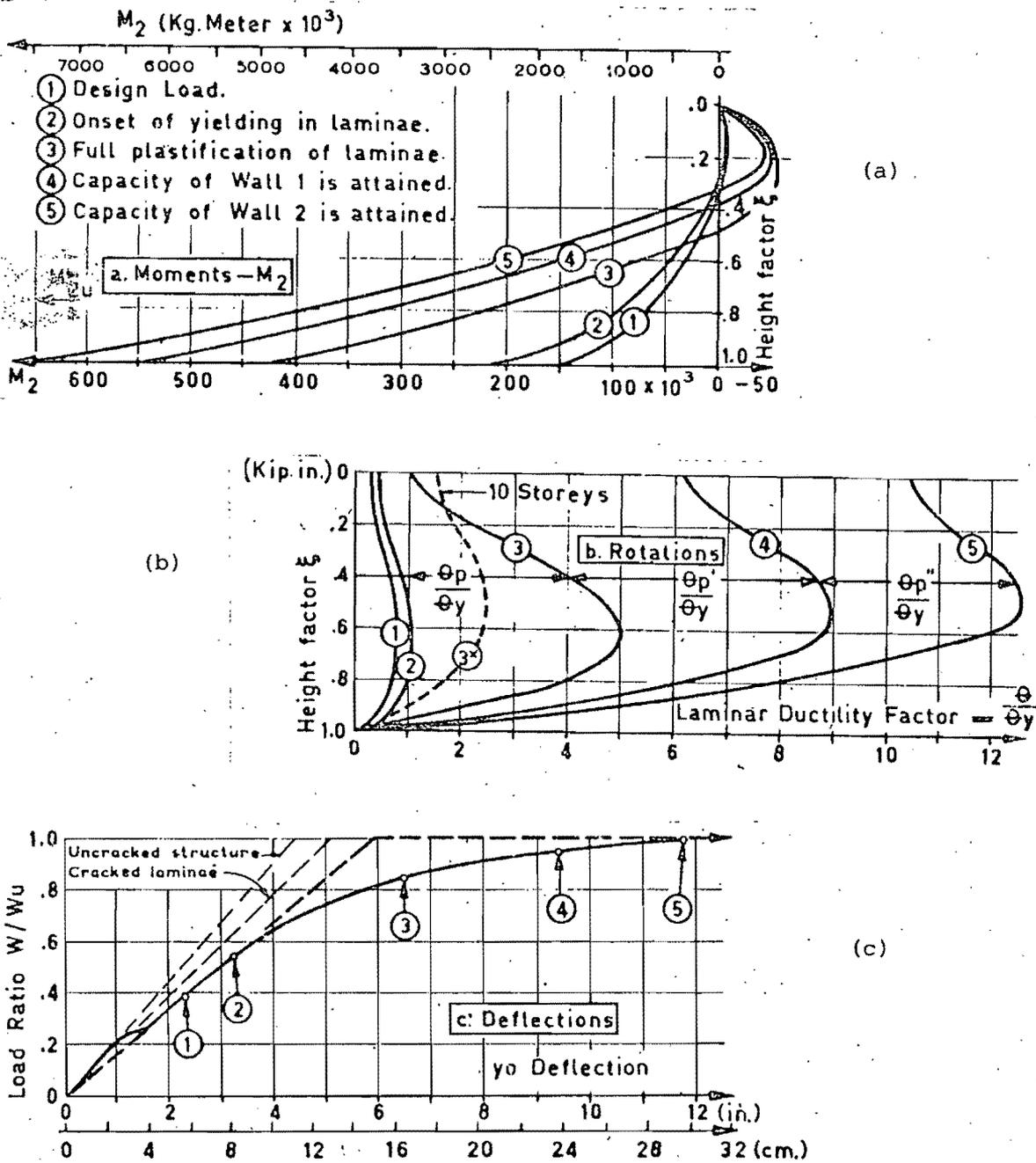


FIG. 4.5 Resultados de un análisis elastoplástico sobre el núcleo de cortante de 18 niveles de la fig 4.4 (13).

que indica según cálculos (13), una demanda de ductilidad rotacional de 27. De tomarse más razonablemente como deformación de fluencia a aquella correspondiente al segundo estado de carga, se obtiene una ductilidad global de 3.7 que implica una ductilidad rotacional en vigas de 12.6; para lograr entonces un factor de ductilidad global de 4, se estima una demanda de ductilidad en vigas, de alrededor de 14.

Para un segundo estudio sobre la demanda de ductilidad exigida en los extremos de las vigas de acoplamiento (8), se tomó como modelo al núcleo estructural de 20 niveles de la fig 4.6. Se le sometió al mismo proceso de carga del estudio anterior, más un adicional: el sexto, que sería el encargado de dar un desplazamiento en el último piso de magnitud 4 veces mayor que el correspondiente a la fluencia del primer elemento conector. Se añadió el último estado, para poder cuantificar la demanda de ductilidad en las vigas al momento en que se logra la ductilidad global especificada por los reglamentos. Se asumió también a todas las vigas, con igual resistencia y con relación longitud/peralte de 2.

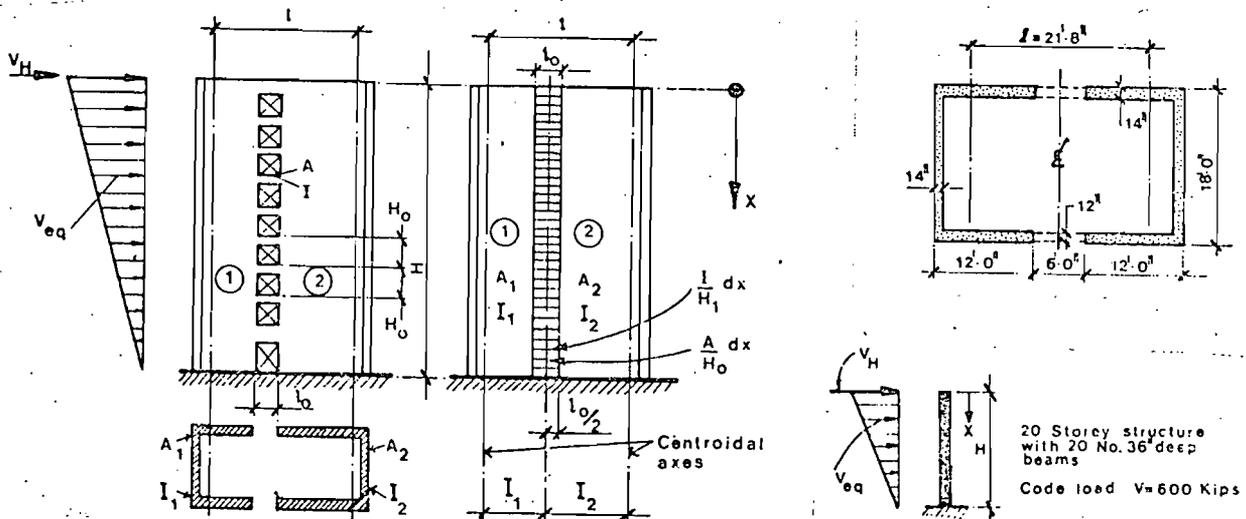


FIG. 4.6 Estructura prototipo de estudio (10).

Para este estudio, existen respuestas de dos cuantías diferentes: una de  $p = 0.021$  (7), fig 4.7.a; y otra de  $p = 0.035$  (8), fig 4.7.b, en las que se encontró respectivamente una demanda de ductilidad rotacional de 11.8 y 11.1 al momento en que la ductilidad global por desplazamiento fue de 4.

De los dos estudios realizados, se desprende la conclusión general, de que son necesarias ductilidades rotacionales muy grandes en los extremos de las vigas de acoplamiento, para poder desarrollar la resistencia de la estructura como un todo. Dicha de-

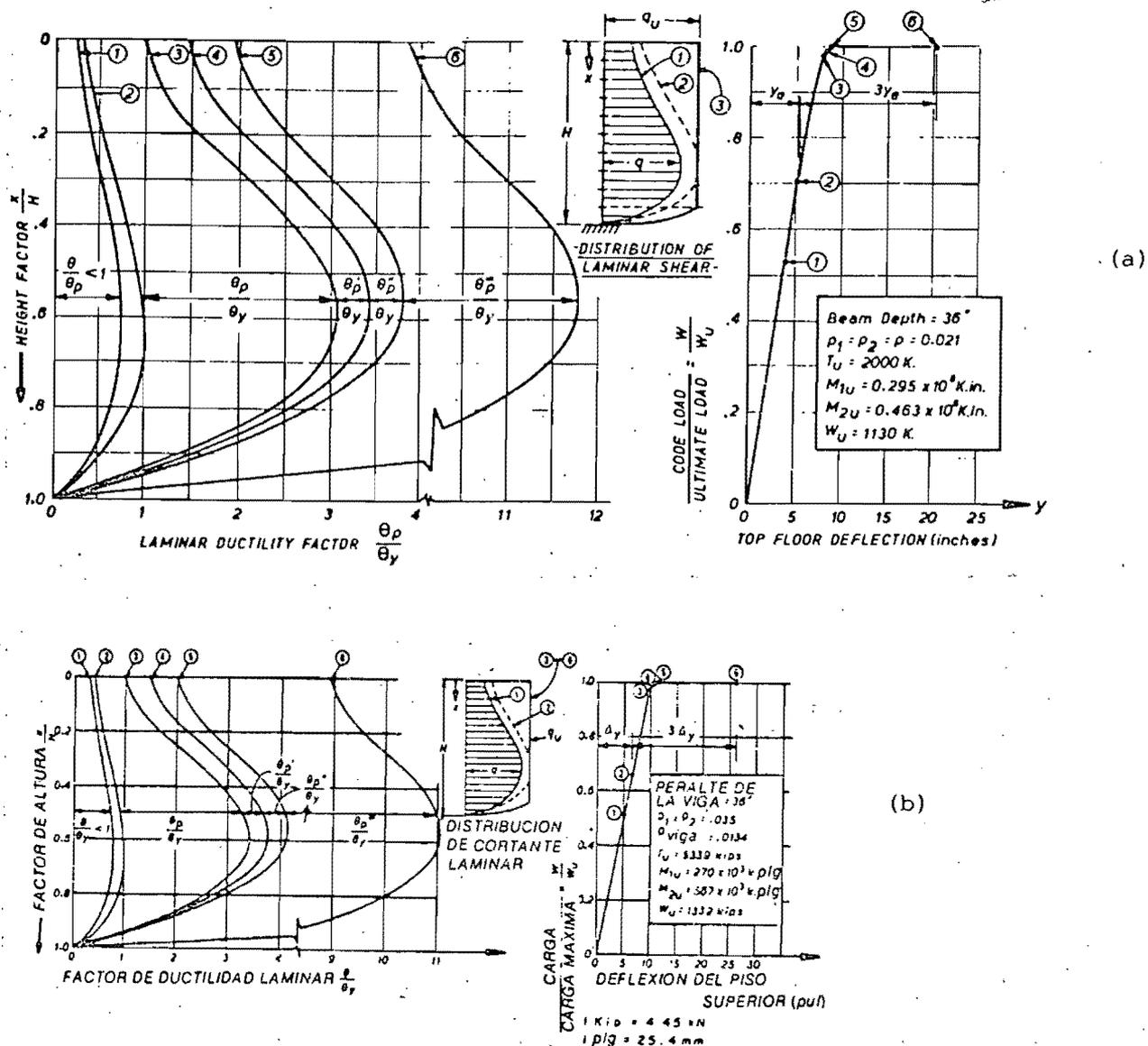


FIG. 4.7 Distribución de fuerza cortante laminar, demanda de ductilidad y de flexiones en la planta superior para la estructura de la fig - 4.6 con 20 niveles: (a)  $p=0.021$  (7), (b)  $p=0.035$  (8).

manda es del orden de 12 y muy posiblemente se encuentra por en cima de las existentes en la práctica. Esto es lo que impulsó a un programa de investigación para evaluar la rigidez, ductili--dad y resistencia de vigas de acoplamiento ante cargas sísmicas. La primera parte de dicha investigación, se dedicó a vigas arma das tradicionalmente, y la segunda, como consecuencia de la par te previa, consistió en armado diagonal, a discutirse adelante.

#### 4.2.2 VIGAS CON REFUERZO TRADICIONAL

Con el objeto de entender el comportamiento de las vigas de acoplamiento cuando están sometidas a cargas sísmicas, se emprendió un estudio (14, 15), que trata de reproducir tal fenómeno. Entre varios temas, se enfocó la atención a la interacción entre flexión y corte de las vigas fisuradas, al mecanismo de resistencia al corte, a los efectos sobre la rigidez y la ductilidad por la incursión pos-elástica ante cargas cíclicas alternas, y a las características de deformación y rigidez. Se intentó además encontrar un método analítico de predicción de éste comportamiento y proponer métodos para mejorarlo.

La geometría de las probetas usadas a escala 1:2 se muestra en la fig 4.8. La relación claro/peralte de las vigas se escogió para el estudio experimental en 2, 1.29, y 1.03. Como aquellas vigas con relación 2 no presentaron sustancial diferencia de las vigas clásicas, el estudio se concentró únicamente en las relaciones 1.29 y 1.03. El punto de momento nulo se mantuvo en el centro del claro para simular el estado de carga que pueden recibir de los muros adyacentes durante un embate sísmico. Algunas de las propiedades de las probetas se presentan en la tabla 4.1 y 4.2; las numeradas de 311 a 316 tienen una relación claro/peralte de 1.29 y peralte/espesor de 5.2, en cambio las numeradas de 391 a 395 tienen relación claro/peralte 1.02 y peralte/espesor de 6.5.

La armadura consistió en varillas corrugadas adecuadamente ancladas: 2 No 7 y 2 No 8 tanto arriba como abajo para las vigas 311 a 315 y de igual manera 4 No 7 en las vigas 391 a 394. Se usaron diferentes cuantías de refuerzo transversal, y en algunos casos se proporcionó varillas horizontales de pequeño diámetro para las caras de las vigas peraltadas. La fig 4.9 presenta el armado de 314.

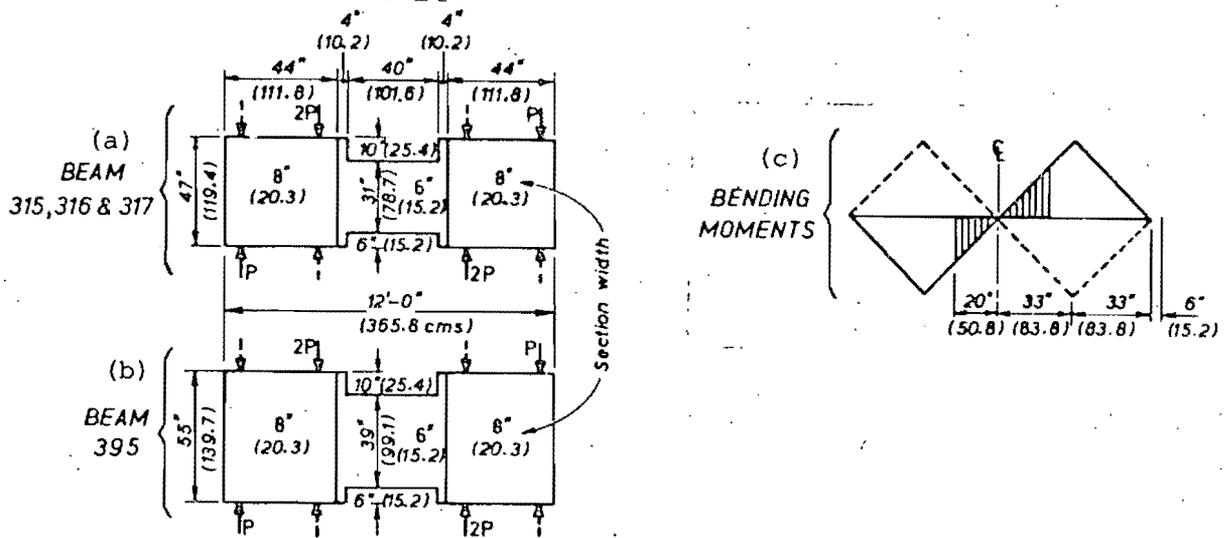


FIG. 4.8 Dimensiones principales y modelo de carga en vigas de ensaye (16).

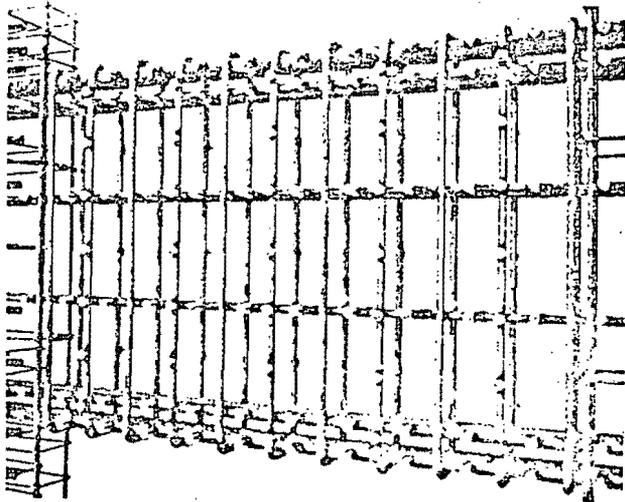


FIG. 4.9 Refuerzo para vigas de acoplamiento; viga 314 (14).

Las vigas con poco refuerzo de corte, respecto al normado por el A.C.I. presentan falla frágil caracterizada por una gran fisura diagonal que divide a la viga en dos triángulos. Lo dicho sucedió en la viga 311, fig 4.10.a, ante carga monotónica y en la viga 392 ante carga cíclica reversible, fig 4.10.b, ambas con una cuantía de 0.88% de refuerzo transversal. Este tipo de falla debe evitarse para aprovechar toda la ductilidad disponible.

Beam number <sup>a</sup>	Concrete strength when tested, in pounds per square inch	Flexural steel content, as a percentage <sup>b</sup>	Yield strength of flexural reinforcement, in kips per square inch	Web steel content, as a percentage	Yield strength of stirrups, in kips per square inch	Horizontal secondary reinforcement, number and size of bars	Yield strength of horizontal reinforcement, in kips per square inch
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
*311	5,330	1.58	44.5-46.5	0.88	56.0	None	—
312	5,100			1.65	41.3	None	—
313	6,450			2.52	45.5	None	—
314	6,490			2.52	45.5	4—No. 5	45.5
315	5,500			2.43	46.5	4—No. 5	46.5
*391	4,570	1.06	45.8	0.88	59.0	6—No. 3	59.0
392	5,460			0.88	59.0	6—No. 3	59.0
393	4,460			1.62	47.5	6—No. 4	47.5
394	6,260			2.52	45.5	(4—No. 5) (2—No. 4)	(45.5) (47.5)

<sup>a</sup>The effective depths of the beams were 28.1 in. and 36.1 in., respectively.

<sup>b</sup> $100 A_s / bd$ .

TABLA 4.1 Propiedades de vigas de acoplamiento reforzadas tradicionalmente,  
\* = carga monotónica (14).

Beam No.	Nominal Bar Size		Yield Strength		Bar Area		Concrete Strength*	
	No.	mm	Ksi	kgf/cm <sup>2</sup>	in <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	psi	kgf/cm <sup>2</sup>
** 315	7	22	44.7	3140	0.590	3.81	5500	387
	8	25	43.0	3030	0.740	4.77		
316	7	22	41.8	2940	0.595	3.84	4825	339
	8	25	41.7	2930	0.785	5.06		
317	7	22	44.4	3120	0.580	3.74	7348	517
	8	25	39.2	2760	0.760	4.90		
395	7	22	37.6	2640	0.592	3.82	5150	362
	8	25	41.9	2940	0.758	4.89		

\* Cylinder crushing strength at time of testing.

TABLA 4.2 Propiedades de vigas de acoplamiento reforzadas diagonalmente,  
\*\* = refuerzo tradicional (16)

Con el objeto de prevenir la falla por tensión diagonal, se estableció una frontera para el acero principal, de tal manera que al llegar la viga a su resistencia, los estribos operen en el límite del rango elástico. Esto se logra cuando la resistencia máxima cortante según el código (3), se iguala a la fuerza cortante debida a la flexión. Es decir:

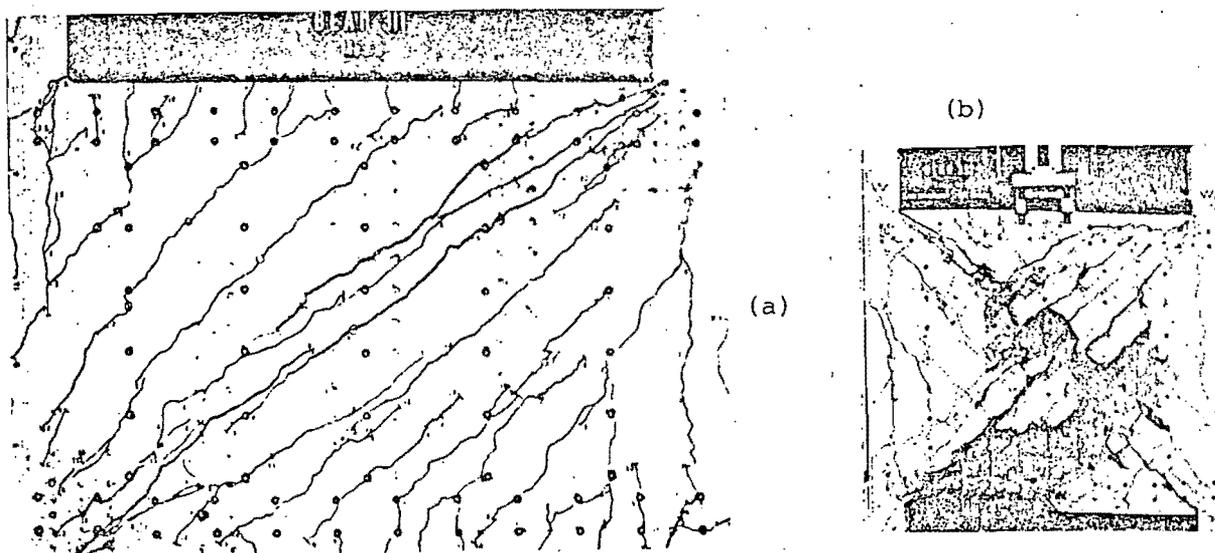


FIG. 4.10 Formas típicas de fisuramiento en vigas subreforzadas por corte: (a) viga 311 ante carga monotónica, (b) viga 392 ante carga cíclica reversible (14,15).

$$V_u = 2.7 \phi_v f'_c b d \quad ; \quad \phi_v = 0.85$$

$$V_u = \frac{2 M_u}{l_s} \quad ; \quad M_u = \phi_m A_s f_y (d - d') \quad ; \quad \phi_m = 0.9$$

en donde el valor asignado a  $M_u$  es sólo una buena aproximación, 'b' = espesor de la viga, ' $l_s$ ' = claro libre de acoplamiento. -  $\phi_v$  y  $\phi_m$  son los factores de reducción de capacidad en corte y flexión con valores de 0.85 y 0.9 en el mismo orden,  $A_s$  = acero enmarcado en toda la zona de tensión. Las ecuaciones anteriores se pueden entender mejor con la ayuda de la fig 4.11. Al igualar las relaciones anteriores se tiene:

$$p = \frac{A_s}{bd} \leq 1.25 \frac{l_s \sqrt{f'_c}}{(d - d') f_y}$$

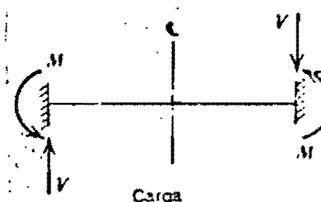
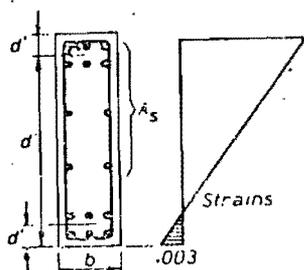


FIG. 4.11 Sección de una viga típica de acoplamiento (8).

Si se proporciona acero horizontal de acuerdo al sugerido por el A.C.I. para que éste sea el encargado de absorber todo el cortante exterior, se observa que se impide la falla frágil por tensión diagonal, pero de todas maneras la falla ocurre por cortante directo deslizante. Véase por ejemplo la fig 4.12 que corresponde a la viga 315 con 2.43% de refuerzo transversal, es decir 1 No 5 a 10 cm, donde se encontró cierta ductilidad en la sección de unión viga-muro.

Consideración importante en este tipo de vigas merece el hecho en que la resistencia a la flexión ya no se puede predecir por medio de la teoría clásica de Whitney. Es así, que se alcanzó en promedio el 85% de la resistencia. Se concluye de esta parte que debido a la interacción con el corte, la capacidad a flexión disminuye.

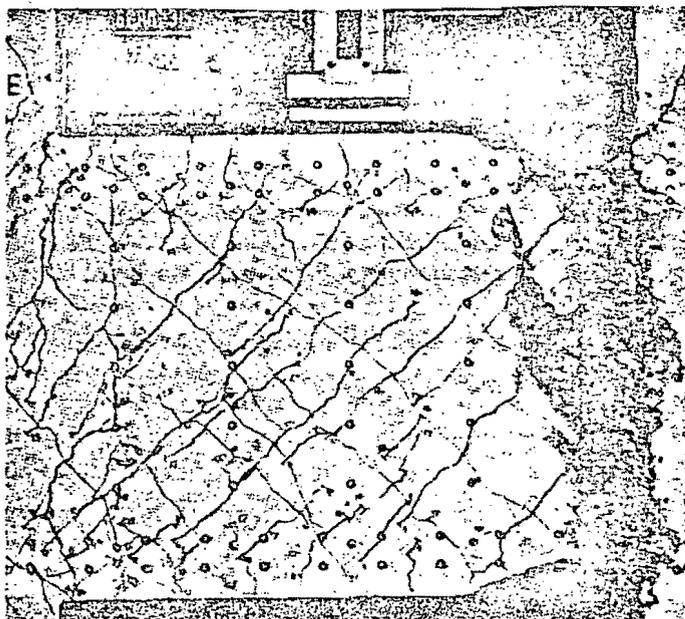


FIG. 4.12 Falla por cortante deslizante en vigas de acoplamiento convencionales con sobrerrefuerzo acortante, viga 315 (8).

Hasta antes de la formación de fisuras por flexión, es decir, a bajos niveles de carga, el refuerzo presenta esfuerzos y deformaciones consistentes con el diagrama de momentos elásticos, fig 4.8. En cambio, a desarrollarse completamente las fisuras diagonales, la distribución de esfuerzos en el acero cambia drásticamente.

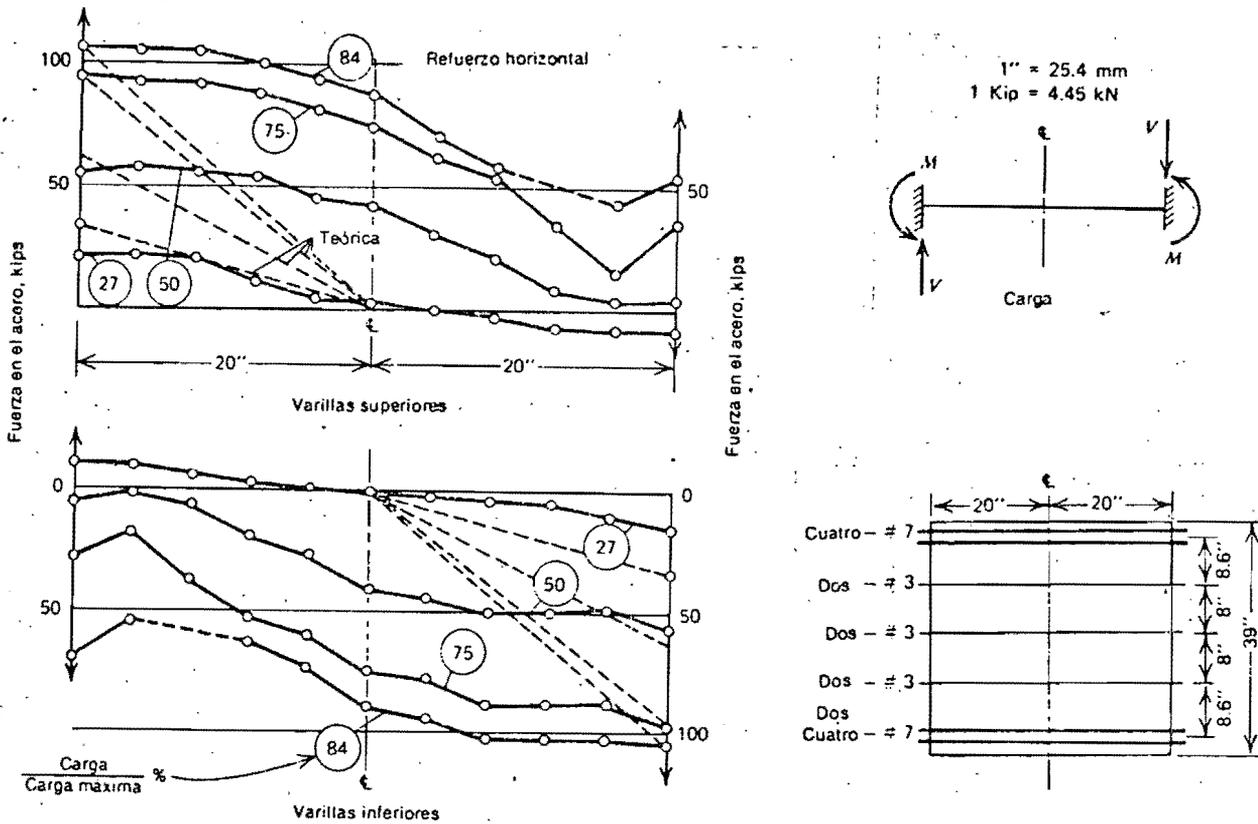


FIG. 4.13 Distribución de la fuerza de tensión a lo largo del refuerzo a flexión en una viga de acoplamiento peraltada con refuerzo convencional (8).

Así pues, se demostró que independientemente de la cantidad de refuerzo transversal, el refuerzo principal siempre se encuentra sujeto a tensiones en toda su longitud, fig 4.13. Las tensiones se presentan no sólo en el centro del claro, al cual teóricamente le corresponde momento nulo, sino también en la zona donde se prevén momentos elásticos de compresión; esto sucedió tanto para el refuerzo superior como para el inferior. este hecho indica que la resistencia no puede ser evaluada con base en la teoría de vigas doblemente reforzadas y que deben descartarse, el efecto benéfico sobre la ductilidad del acero a compresión, y el alivio de dicho refuerzo a la compresión del concreto.

Los esfuerzos de tensión encontrados en la longitud de todas las varillas, indican un incremento en la longitud de la viga. En la realidad se espera que los muros estructurales, en conjun-

to con la losa de piso, impidan en algo este fenómeno, aumentando así la resistencia de las vigas en situaciones reales.

El trabajo a tensión de todo el acero de la viga sugiere además, que no se deben intentar traslapes del refuerzo principal. Se confirmó que el refuerzo horizontal secundario también se encuentra sometido a esfuerzos parecidos a los existentes en las varillas principales, e inclusive se llegó a la fluencia en el refuerzo de aquellas vigas reforzadas de acuerdo al ACI. Generalmente el acero secundario se coloca sólo para tener mejor control sobre el fisuramiento y no se le toma en cuenta como contribuyente a la flexión; pero debido a la gran intensidad de esfuerzos a los que se ve sometido, es necesario tomarlos en cuenta, pues la sobrerresistencia induce esfuerzos cortantes más altos a un elemento que de por sí es frágil.

La tensión tanto en varillas de lecho superior como en las de lecho inferior, e inclusive en las intermedias, obliga al concreto a transmitir fuerzas de compresión mayores que aquellas producidas en vigas esbeltas simplemente reforzadas, para así poder equilibrar a las fuerzas de tensión. Por tanto, la compresión se ve obligada a actuar en dirección diagonal y apoyándose en las esquinas de unión con los muros, y es ésta entonces, la encargada de transmitir el corte.

Los procesos de carga cíclica reversible y la acumulación de deformaciones plásticas del refuerzo, hacen de las esquinas de unión entre viga y muro, zonas críticas donde la resistencia del concreto tiende a debilitarse, y falla finalmente por deslizamiento a través del plano vertical de unión; véase fig 4.12, que corresponde a la viga 315.

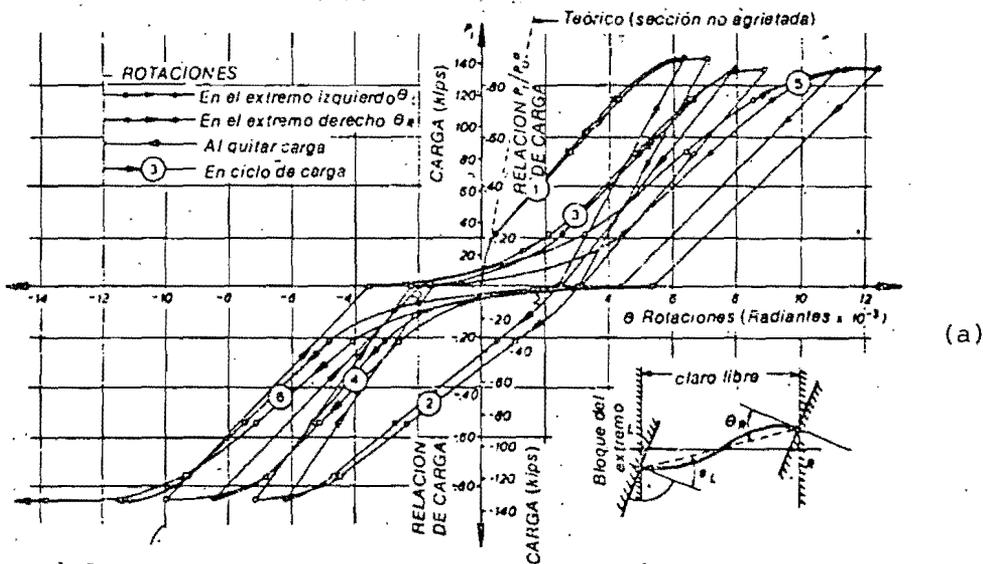
El empleo de cargas cíclicas reversibles en vigas armadas convencionalmente, permitió observar que una vez que la respuesta es inelástica, y al cambia de sentido la acción, la misma deformación residual del refuerzo, impide el cerrado de las fisuras.

Al no encontrarse en contacto las dos caras de la fisura, lo cual es indispensable para transmitir el corte a base de trabazón, y como en esos precisos instantes sigue actuando la carga, se obtiene un deslizamiento de la sección fisurada. La repetición de este fenómeno va quitando rugosidad a dicha sección, provoca la progresiva reducción de la resistencia a la fricción y el acumulamiento de deslizamiento que es el encargado de la falla final; falla debida a que el concreto destrozado de la región crítica ya no colabora y todo el cortante exterior no puede ser resistido únicamente por los estribos y por la acción de dovela del refuerzo principal.

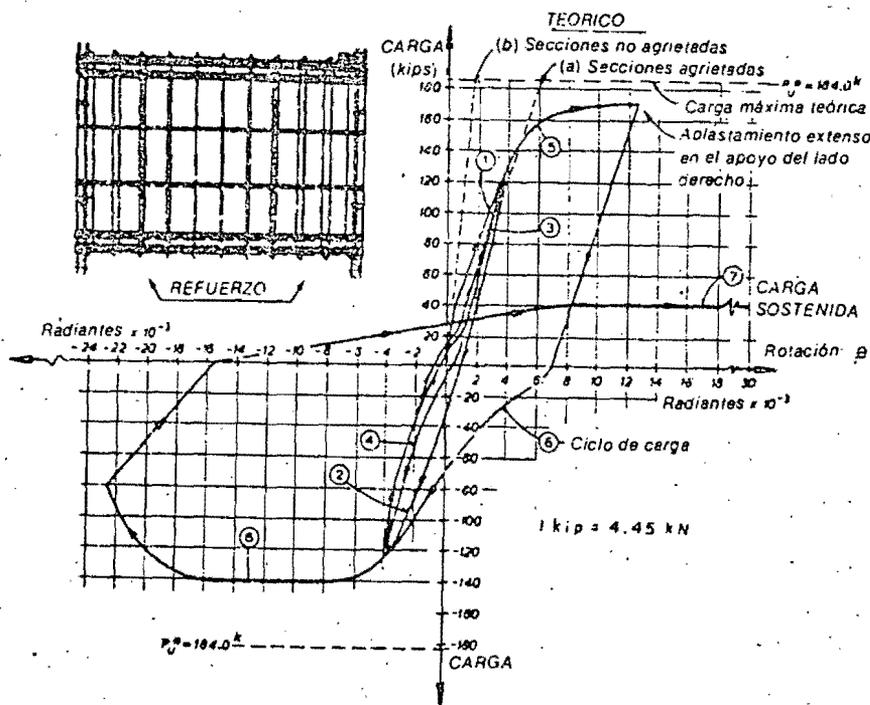
Según esto, Paulay (8) sugiere acertadamente para garantizar mayor ductilidad de dichas vigas, reducir aproximadamente un 60% la cuantía especificada por el ACI. La seguridad de esta consideración va más allá de desprestigiar la colaboración al corte proporcionada por el concreto, pues en tal caso, la reducción sería sólo del 80%. La seguridad adicional está dedicada a disminuir los esfuerzos en el acero transversal, y por ende a garantizar mayor ductilidad en las vigas. La recomendación se transforma entonces en la siguiente relación:

$$p = 0.79 \frac{l_s f'_c}{(d - d') f_y}$$

El fenómeno de pérdida de rigidez debida al fisuramiento diagonal, se hace más apreciable en un diagrama carga-rotación ante carga cíclica reversible. En el caso de tener un subarmado por corte, la degradación de rigidez es mucho mayor; este es el caso de la viga 312, fig 4.14.a, que presenta mayor degradación que la viga 315, fig 4.14.b. En el caso de la viga 312 se observó que la rigidez al momento de producirse las fisuras diagonales, representa el 80% de la rigidez original; fig 4.15. En general, se dice que las vigas con relación claro/perialte menor que 1.5, presenta una degradación de rigidez de 1/5 por causa del fisuramiento diagonal (8).



(a)



(b)

FIG. 4.14 Relación carga-rotación para vigas de acoplamiento convencionales con refuerzo en el alma: (a) insuficiente, viga 312; (b) suficiente, viga 315 (8).

En el diagrama carga-rotación de la viga subreforzada por corte, la pequeña pendiente del comienzo de cada nuevo ciclo de carga, es indicativo de fluencia en los estribos, pues para pequeñas -cargas casi no hay absolutamente nada de oposición, produciendo se grandes rotaciones hasta antes de que se cierren las fisuras del ciclo anterior.

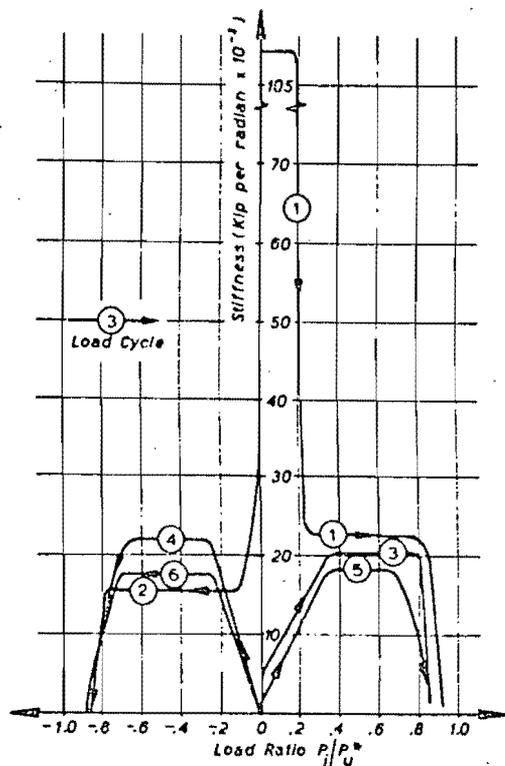


FIG. 4.15 Variación de rigidez con el ciclo de carga; viga 312 (15).

Para las vigas armadas con suficiente refuerzo transversal, las características de la curva carga-rotación son influenciadas - principalmente por el refuerzo a flexión; pero aun en este caso, en que no se observó ninguna cedencia del refuerzo transversal, no se logró desarrollar completamente la resistencia a la flexión porque se interpuso, como se vió en la fig 4.12, una falla por cortante deslizante en la sección de unión viga-muro.

### 4.2.3 VIGAS CON REFUERZO DIAGONAL

El armado clásico demostró escasez de ductilidad, considerable degradación de rigidez, poca capacidad para absorber energía, e incluso, no se alcanzó la resistencia a flexión prevista por los cálculos aún en los casos en que existió sobrediseño por corte. Dada la importancia vital de las vigas de acoplamiento para la supervivencia de la estructura, se continuó la investigación para tratar de solucionar los problemas observados (16). La solución sugerida fue el colocar al refuerzo principal como diagonales cruzadas y adecuadamente anclado.

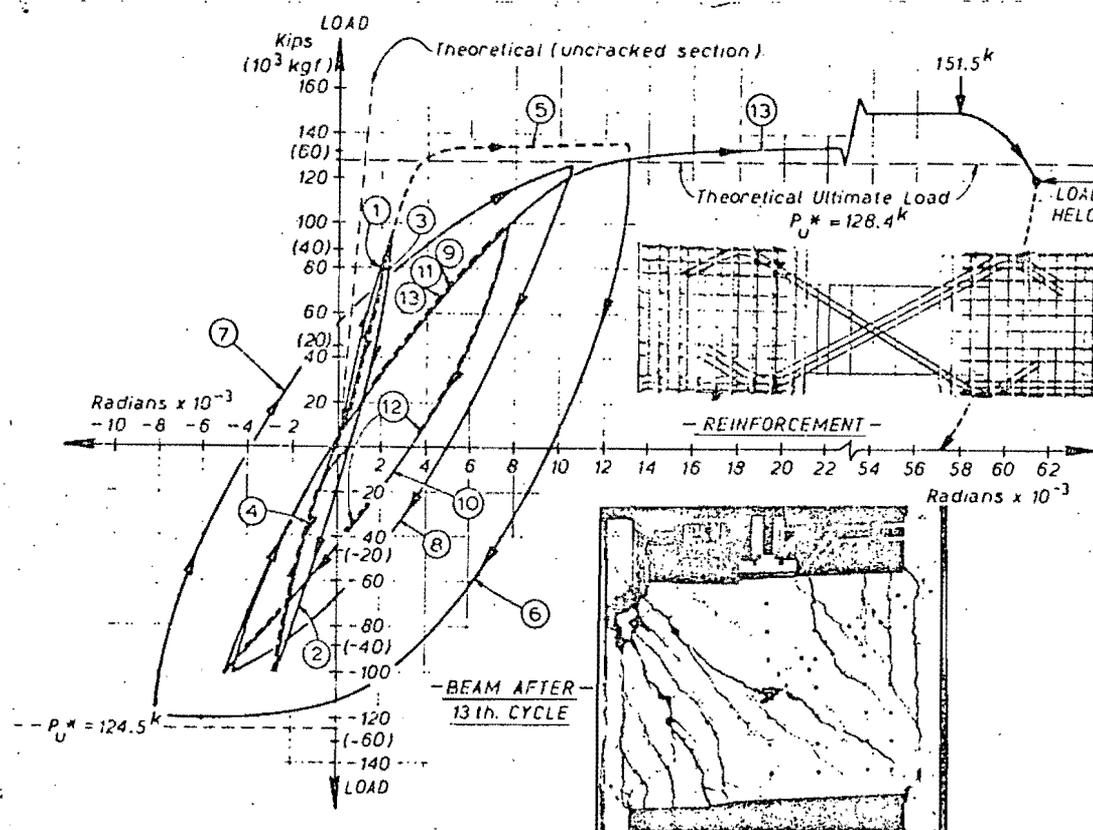


FIG. 4.16 Relación carga-rotación para la viga 316 reforzada diagonalmente. (16).

El primer intento se hizo con 4 No. 7 en una diagonal, y en la otra, a falta de espacio, se colocó 3 No. 8 que dan área semejante. En esta ocasión no se confinaron las diagonales con estribos. Véase la fig 4.16 que corresponde a la viga 316, la cual arrojó

una ductilidad de 12. La gran cantidad de ductilidad y capacidad de absorción de energía reservados, garantizaron ensayos adicionales.

Otro aspecto importante presentado por el nuevo tipo de armado es que luego de una incursión en el rango pos-elástico, responde inmediatamente ante la siguiente carga de signo contrario, lo que no sucede con el armado tradicional. La falla final se debió a la inestabilidad de las varillas diagonales a compresión y muestra características dúctiles; este aspecto llevó a pensar que la respuesta podría mejorar aún más si se incluyen estribos en cantidad adecuada para evitar el pandeo de las varillas.

Para superar este último problema, los siguientes ensayos ya incluyeron estribos alrededor de las diagonales de refuerzo principal; es así que se usó 1 No 2 a 10 cm. De esta manera el concreto dentro de las diagonales estabiliza a las mismas contra el pandeo y se espera por tanto, mayor ductilidad. Este nuevo tipo correspondió a las vigas 317 y 395 en las que se obtuvieron ductilidades de 21 y 12 respectivamente.

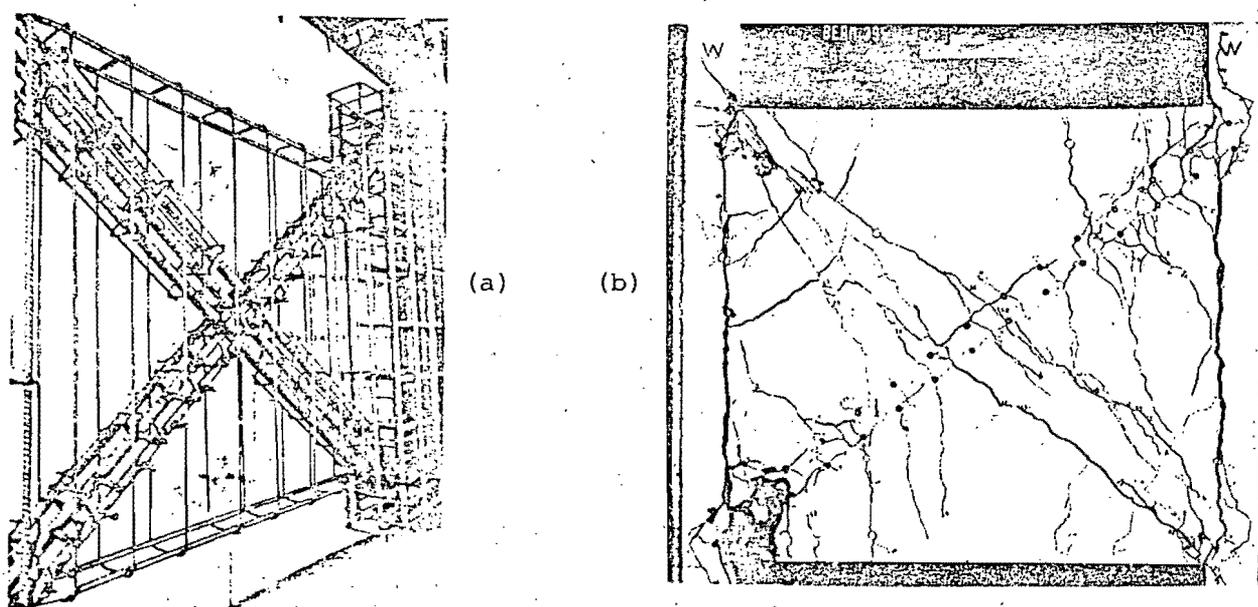


FIG. 4.17 Detalle de refuerzo en viga de acoplamiento 395 (a), y su respectivo estado de fisuramiento en la falla (b) (16).

La fig 4.17 presenta el armado y el estado final de la viga 395. Se encontró además que las vigas tenían una resistencia mayor a la estimada con cálculos, lo que se explica porque la gran deformación del elemento permitió al acero llegar a la zona de acritud.

Como la respuesta de la viga está ahora regida por el refuerzo diagonal, del cual se espera igual utilidad en tracción y en compresión, el fisuramiento del concreto no trae deterioro de rigidez ni de resistencia durante las cargas cíclicas alternas de un sismo, pero únicamente mientras las varillas de la diagonal comprimida no fallen por inestabilidad.

La experiencia final de la serie de ensayos sobre vigas de acoplamiento (14,15,16), indica que para vigas con relación claro/peralte menor que 1.5 y reforzadas tradicionalmente, pueden presentar falla frágil por tensión diagonal en caso de que no exista suficiente cantidad de refuerzo transversal, y que con un sobrerrefuerzo por cortante se logra un mejor comportamiento, pero de todas maneras, resulta una falla de deslizamiento por corte antes de alcanzar la resistencia teórica. En este caso se obtuvo una ductilidad rotacional del orden de 3.

En cambio, en el armado diagonal, la falla final fue dúctil y debida al pandeo de las varillas principales a compresión, pero -- después de haberse desarrollado ductilidades al menos de 12, de haber disipado gran cantidad de energía y de haber alcanzado una sobrerresistencia por flexión. Desapareció además el efecto perjudicial del deterioro de rigidez ante cargas cíclicas reversibles.

Se espera inclusive, una mejor respuesta de las vigas armadas -- con refuerzo diagonal cuando éstas forman parte de una estructura real, debido a que las condiciones del ensayo no favorecen la estabilidad, y ya en la realidad, hasta el diafragma de piso ayuda a rigidizar lateralmente a las vigas. La gran ventaja presen

te en el refuerzo diagonal es efectiva únicamente si se evita -- fallas de tipo secundario.

#### 4.2.4 DISEÑO DE VIGAS CON REFUERZO DIAGONAL

El procedimiento sugerido por Paulay (16) para el diseño de acero, en vigas reforzadas diagonalmente, se basa en el criterio de que la fuerza cortante se puede descomponer en dos fuerzas, la -- una de tracción y la otra de compresión, que actúan en dirección de las diagonales, según se aprecia en la fig 4.18. Las dos componentes se encuentran en el centro de gravedad de la viga donde el momento resistente es nulo. Es decir:

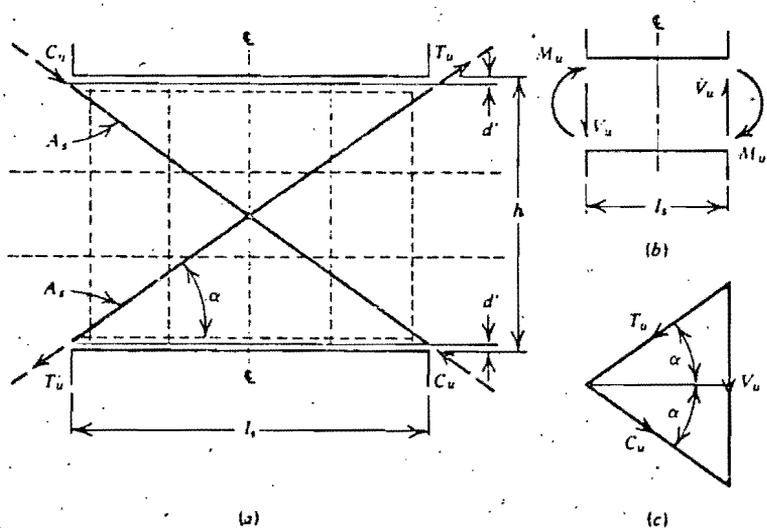


FIG. 4.18 Modelo de viga de acoplamiento reforzada diagonalmente -- (8).

$$T_u = C_u = A_s f_y$$

$$V_u = (T_u + C_u) \operatorname{sen} \alpha = 2T_u \operatorname{sen} \alpha$$

$$A_s = \frac{V_u}{2f_y \operatorname{sen} \alpha}$$

$$\text{pues } V_u = 2(A_s f_y) \operatorname{sen} \alpha$$

$$\text{donde } \alpha = \tan^{-1} \left( \frac{h - 2d'}{l_s} \right)$$

Es necesario tener presente que el refuerzo diagonal trabaja simultáneamente a flexión y a corte, entonces para determinar el momento resistente en los extremos de las vigas se pueden usar cualquiera de las siguientes ecuaciones encontradas en base a los principios elementales de la estática:

$$M_u = l_s T_u \operatorname{sen} \alpha$$

$$M_u = (h - 2d') T_u \operatorname{cos} \alpha$$

Para este caso, un factor de reducción de resistencia de 0.9 es apropiado. Se recomienda que el refuerzo diagonal en vigas de acoplamiento se use en vez del armado tradicional cuando el esfuerzo cortante sea mayor que:

$$v_u = 0.32 \frac{l_s}{h} \sqrt{f'_c}$$

donde,  $l_s$  = longitud libre de la viga,  $h$  = peralte de la viga. Asimismo, se pone como frontera superior recomendable para el valor máximo del esfuerzo cortante  $v_u$  en la zona de articulación plástica, a  $2.1 \sqrt{f'_c}$  Kg/cm<sup>2</sup>, en vez de  $2.7 \sqrt{f'_c}$  Kg/cm<sup>2</sup>. Las presentes limitaciones, indirectamente están garantizando ductilidad en las vigas (5,17,6).

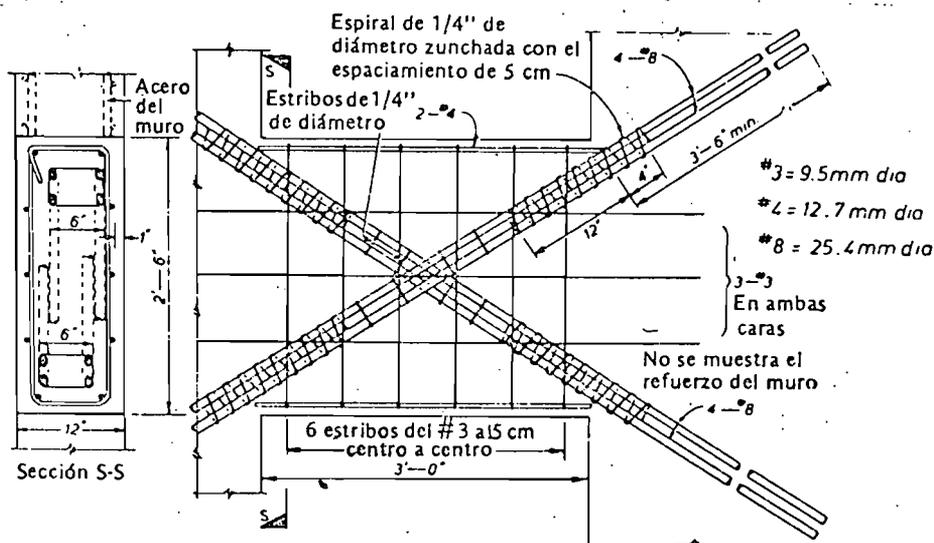


FIG. 4.19  
Arreglo de acero su-  
gerido para vigas de  
acoplamiento reforzadas diagonal-  
mente (9).

Se concluyó el trabajo (14,15,16), sugiriendo el armado presentado en la fig 4.19. Para el caso en que el espesor del muro sea tan sólo 25 cm, que es el mínimo práctico en zonas sísmicas según el Código de Nueva Zelanda, pueden surgir problemas por falta de espacio al colocar las jaulas diagonales. Se aconseja -- (17) alinear las varillas en un solo plano en tal caso, y ubicarlas en el centro del espesor de las vigas, fig 4.20, proveyéndolas además un incremento adicional del 50% en la longitud de anclaje, según consejo de Paulay, y que además las varillas diagonales no deben ser dobladas dentro del muro. Se requiere también, una jaula de refuerzo ligero con geometría igual a la viga, para mantener en su lugar a las partículas de concreto roto durante excitaciones sísmicas severas.

#### 4.2.5 REPARACION DE VIGAS

Bajo el criterio de lograr la resistencia de las vigas peraltas antes que en el muro, nace la inquietud de estudiar una posible reparación de las mismas, además dado el caso, resulta obvio que el reparar vigas es más fácil y más económico que el reparar muros (15). El proceso consistió en remover todo el concreto debilitado; se requiere también, cambiar cualquier estribo que presente daño.

Los resultados fueron favorables, pues se encontró igual o levemente mejor funcionamiento en las vigas reparadas que en las originales. Así por ejemplo, en la viga 315, cuyo comportamiento original se presenta en la fig 4.14.b, se incrementó sensiblemente la ductilidad, y la carga necesaria para provocar fluencia apreciable, después de reparada, fue de 180 kips para el quinto ciclo y de 170 kips para el sexto ciclo. Este incremento se debió al endurecimiento por deformación que sufrió el refuerzo durante el primer ensaye.

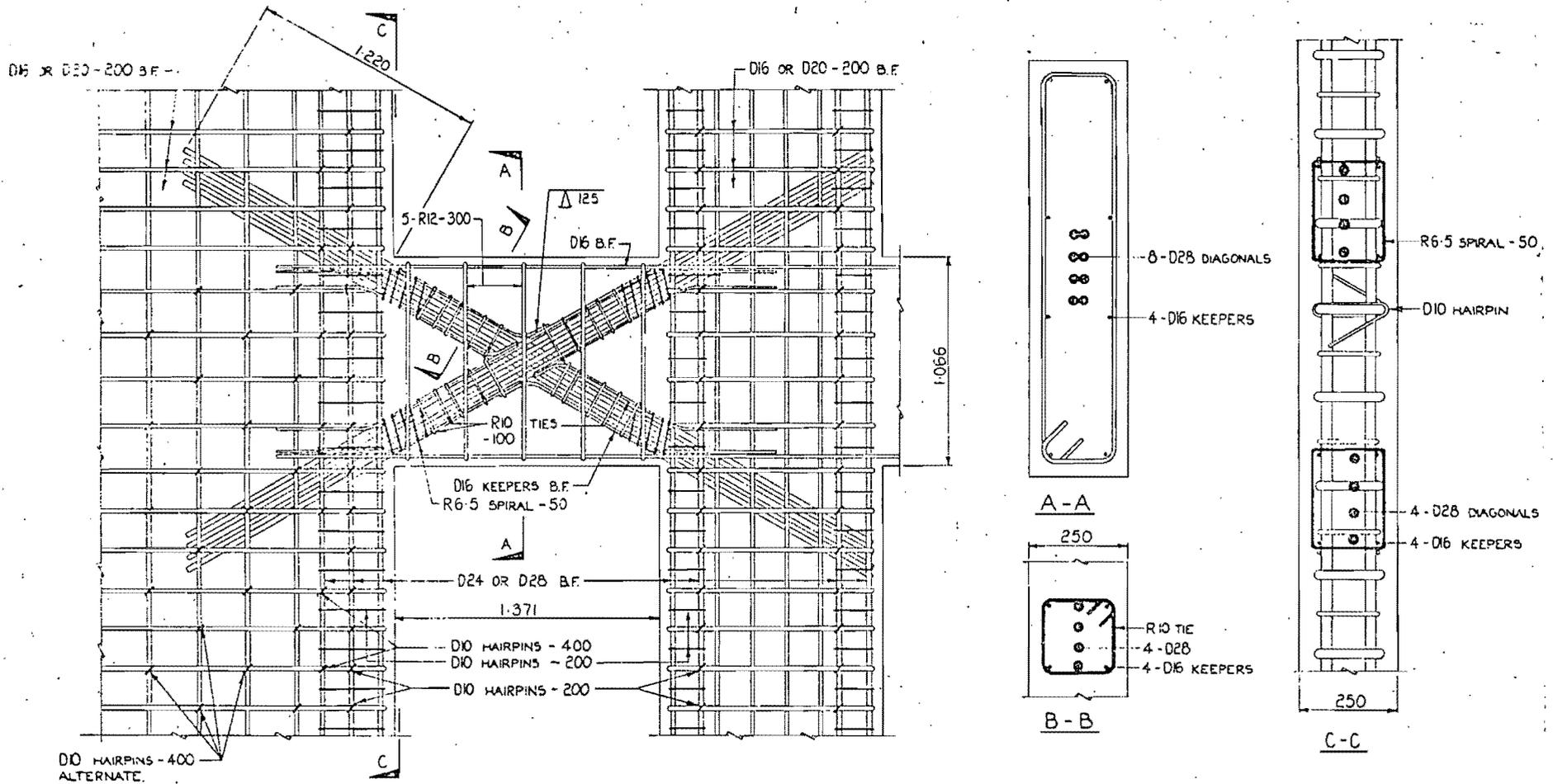
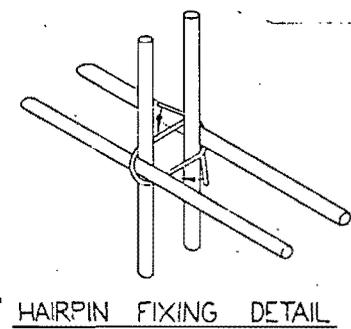
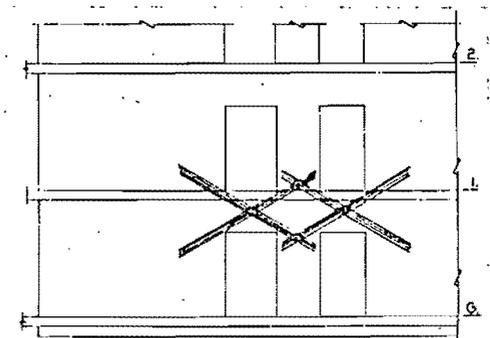


FIG. 4.20 Detalle de armado en vigas de acoplamiento con espesor menor a 25 cm y armadas diagonalmente (17).



HAIRPIN FIXING DETAIL



### 4.3 MUROS ESTRUCTURALES ACOPLADOS POR LOSAS

Este tipo de sistema estructural se encuentra con relativa frecuencia en edificios de apartamentos, donde la altura de entrepiso es pequeña como para permitir el empleo de vigas peraltadas. Su configuración se puede apreciar en la fig 4.21, en la que consta además una comparación esquemática con muros acoplados a base de vigas y con muros en voladizo.

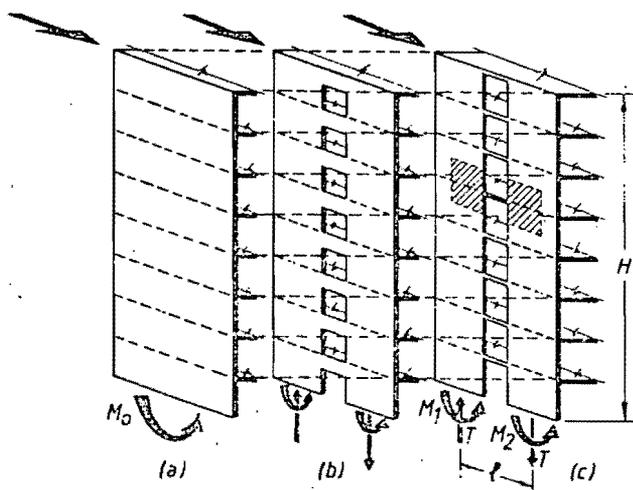


FIG. 4.21 Tipos de muros estructurales dúctiles: (a) en voladizo, (b) acoplados por vigas (c) acoplados por losas (18).

Recuérdese que la relación de equilibrio en muros acoplados se encuentra dada por:  $M_0 = M_1 + M_2 + LT$ ; donde  $M_0$  es el momento de volteo debido a las cargas externas y resistido por un solo muro en caso de encontrarse en voladizo, fig 4.21.a, o según la relación anterior para acoplamiento a base de vigas, fig 4.21.b, o acoplamiento a base de losas, fig 4.21.c.  $M_1$  y  $M_2$  son los momentos responsabilizados a los muros 1 y 2 respectivamente;  $LT$  viene a ser la colaboración de los elementos conectores para la resistencia. Téngase presente también, que el GRADO DE ACOPLAMIENTO se mide por la relación:  $A = TL/M_0$ , cuyo valor para el caso de losas acoplantes es generalmente menor que un tercio; esta relación también es una medida de la capacidad de disipación de energía sísmica; la efectividad de este sistema es máxima para valores de 'A' mayores que 0.67 (5,9).

Una distribución cualitativa de la cooperación de los diferentes elementos se aprecia en la fig 4.22. Por la pequeña capacidad de la losa para absorber una parte de  $M_0$ , se deduce que también soportan pequeños cortantes y por tanto transfieren pequeñas cargas axiales a los muros; en este caso, la mayor parte del momento de volteo se debe resistir por  $M_1$  y  $M_2$ , lo que hace de las bases de los muros, son las de máxima disipación de energía.

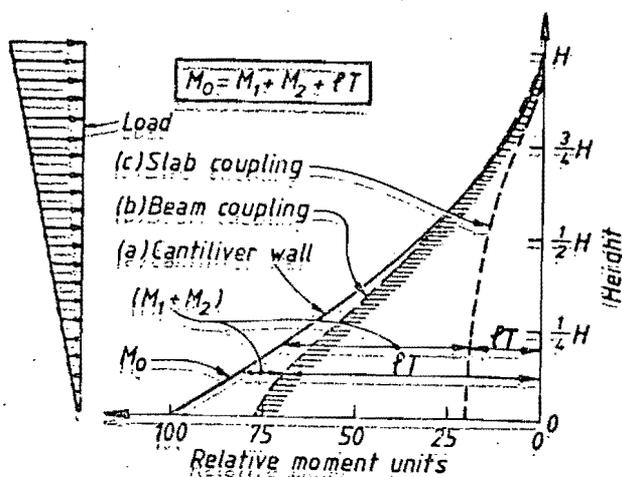


FIG. 4.22 Relación entre las acciones internas de muros acoplados cargados lateralmente (18).

Tópicos que no deben ser perdidos de vista en este sistema es -- estructural, son el de la adecuada unión muro-losa para garantizar la correcta transmisión del cortante sísmico, y el de considerar la flexibilidad de la losa en estructuras con muros muy esbeltos.

Con el objeto de comprender el comportamiento de este sistema es estructural, se emprendió un estudio experimental (18) sobre especímenes cuya geometría, correspondiente al área remarcada de la fig 4.21.c, se encuentra en la fig 4.23.a, mientras que su posible configuración deformada se encuentra en la fig 4.23.b. Los especímenes se hicieron a escala 1:2 del prototipo presentado en la fig 4.24. Se les sometieron a cargas cíclicas reversibles con progresiva demanda de ductilidad para simular acción sísmica, y a una postensión mediante 4 cables en cada muro, para simular carga de gravedad; el último efecto no se incluyó sobre la losa por considerarse de magnitud despreciable.

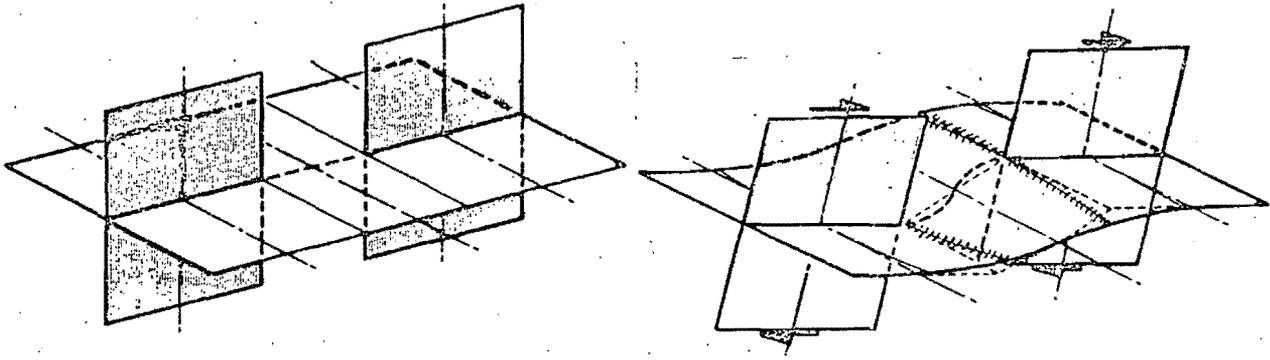


FIG. 4.23 Especímenes para el estudio del acoplamiento a base de losas en muros estructurales (18).

La idea fue de lograr transferencia de cortante a través de la losa, a la cual se le reforzó con varillas paralelas al muro y situadas en la vecindad de la abertura. En la fig 4.25 constan detalles de los diferentes armados estudiados; se presenta sólo el refuerzo en la cara superior, en realidad existe igual cantidad en la cara inferior; tampoco se incluyen los estribos usados en los especímenes 1, 2 y 3, para el refuerzo longitudinal adicional y distribuidos en la longitud de la abertura, los cuales consisten en 2 No 2 a 3.7 cm.

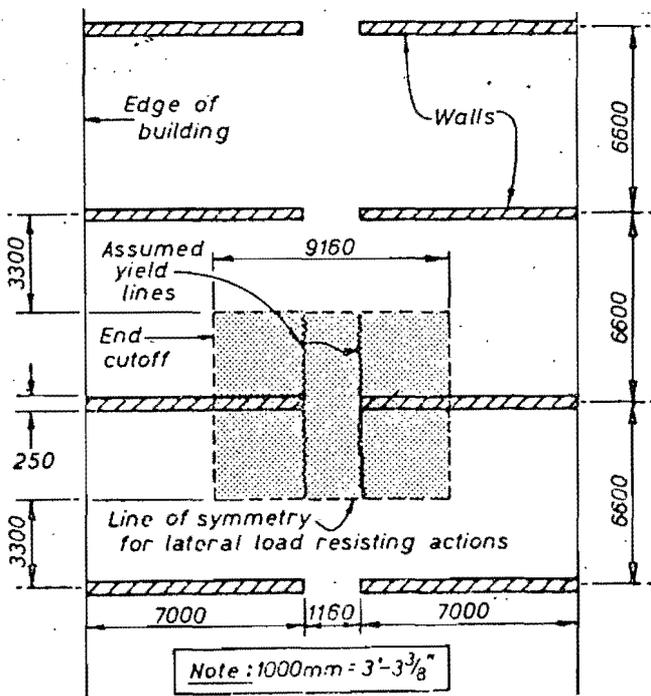


FIG. 4.24 Localización del espécimen en la planta de la estructura prototipo (18).

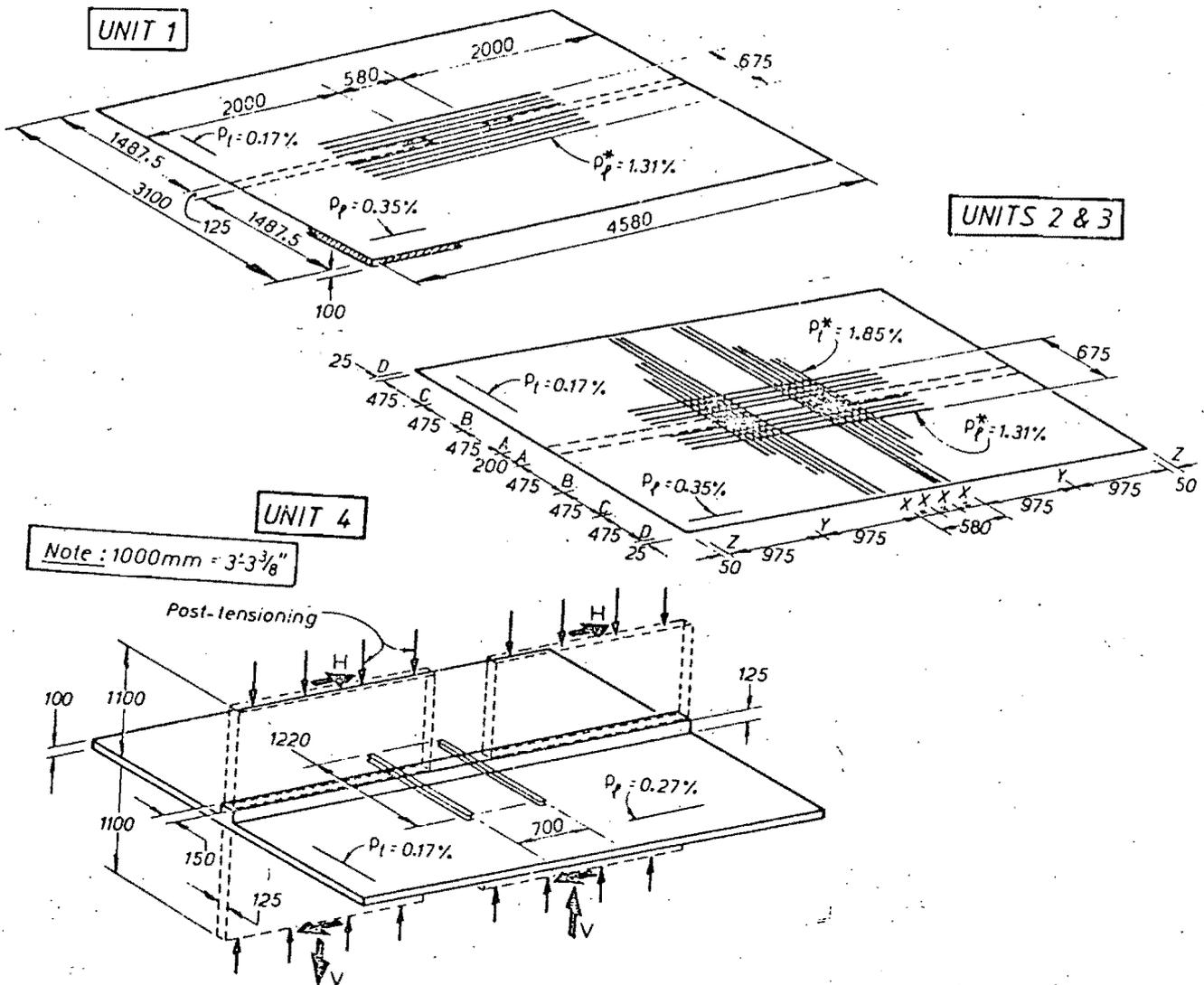


FIG. 4.25 Dimensiones y detalles de refuerzo en especímenes de losas de acoplamiento (18).

En el espécimen 3, a más del refuerzo transversal adicional de cuantía 1.85%, se añadió un pequeño perfil 'I', como el del espécimen 4 y semejantemente dispuesto; esta alternativa nació de observar el comportamiento inefectivo del espécimen 2. El espécimen 4 consta transversalmente sólo del pequeño perfil de acero, mientras que en dirección longitudinal tiene una cantidad de refuerzo superior e inferior capaz de transmitir igual fuerza cortante que los otros especímenes, el cual se encuentra concentrado en una pequeña viga.

Del estudio se concluye que durante el comportamiento elástico, un ancho considerable de losa contribuye a la transferencia de corte; sin embargo, al momento de ingresar al rango inelástico de comportamiento, se produce una caída de rigidez de la zona de losa situada entre los muros, de tal forma que la rigidez final fue sólo el 10% de la original.

Por otro lado se evidenció que la efectividad de las varillas longitudinales en la vecindad de la abertura, decrece a medida que se alejan de ella; por tal, se sugiere que no se coloque refuerzo adicional fuera de la franja de ayuda, a la que se le estima un ancho de aproximadamente el mismo de la abertura. Cuando el refuerzo longitudinal adicional se arriostra con estribos, se logra mayor efectividad para desarrollar la resistencia a la flexión y mejora la transferencia del corte luego del fisuramiento; además, aumenta la ductilidad gracias al confinamiento dado al concreto y al impedimento de pandeo prematuro en las varillas flexionantes.

Una vez que se ha llegado al comportamiento inelástico, la respuesta histerética se vuelve pobre, como indicativo de que esta no puede ser considerada como fuente de disipación de energía sísmica, y más bien serán las bases de los muros las zonas potenciales para desarrollo de articulaciones plásticas.

El papel del refuerzo transversal, presenta la sola ventaja de impedir la falla total por punzonamiento en los extremos de los muros, mas no se logra controlar completamente este problema.

El perfil de acero colocado transversalmente, proporciona un incremento apreciable en resistencia al corte y un incremento leve en la disipación de energía sísmica, pero como su comportamiento es esencialmente elástico debido a la magnitud de esfuerzos que actúan sobre el, tampoco es un medio importante de disipación de energía. El perfil estructural al igual que el refuerzo transversal adicional, proveen sólo un pequeño incremento de rigidez, pe

ro en cambio su control sobre las deformaciones por corte es excelente, de ahí que reduce el daño en la sección respectiva.

La conclusión final del trabajo (18) es que aún con un cuidadoso armado, las losas no representan una fuente importante de disipación de energía sísmica. Para tal caso entonces, es necesario depositar toda la confianza a la base de los muros, mediante articulaciones plásticas bien diseñadas; esto equivale a decir que - de preferencia y por seguridad, se desprece la contribución de las losas para la resistencia de fuerzas laterales en muros acoplados únicamente por ellas. La atención en el refuerzo adicional de las losas de acoplamiento, se centra entonces únicamente en - tratar de disminuir los posibles daños que puedan ocurrir durante un sismo moderado.

La práctica de usarse pequeñas vigas de acoplamiento debe permitirse sólo después de un cuidadoso análisis, pues el refuerzo de la losa paralelo a la vigeta, produce una sobrerresistencia a la flexión, con el consiguiente incremento de fuerza cortante, que sería el encargado de causar una falla frágil.

Para el presente tipo de acoplamiento, el ancho de losa que colabora con la rigidez lateral, se toma igual a la distancia libre entre muros u 8 veces el espesor de la losa, cualquiera que sea menor. (5).

Las respuestas presentadas dicen que este sistema estructural, - no puede ser considerado de efectividad igual a la encontrada en acoplamiento a base de vigas peraltas; pero asimismo, la recomendación de despreciar la totalidad de la contribución de las losas de piso al momento de volteo, es sin duda muy rigurosa. Por ejemplo, en el numeral 4.4.1 se muestran los resultados de un estudio al respecto, donde se aprecia que una losa de 20 cm contribuye con el 50% de la resistencia total; igual contribución se - puede esperar de una losa de 20 cm tomada del numeral 4.4.3, fig 4.28.

En definitiva, los porcentajes de resistencia que absorbe la losa, depende de las dimensiones relativas entre los elementos. Quizás otra forma más viable de atacar el problema, es considerar un menor coeficiente de reducción por ductilidad, como sucede en el código de Nueva Zelanda: NZS 4203, reproducido parcialmente en las refs. 5, 17, 22, 23, 37 y 40, el cual plasma esta diferencia, y proporciona para losas un coeficiente de reducción por ductilidad correspondiente al 80% del dado para vigas peraltadas (40), donde dicho coeficiente tiene un valor máximo de 5 para el último caso.

#### 4.4 APLICACIONES

##### 4.4.1 MUROS ACOPLADOS DE 20 NIVELES

A continuación se presenta la eficiencia del uso de muros acoplados en un edificio de 20 niveles (19), fig 4.26. Se efectuaron -

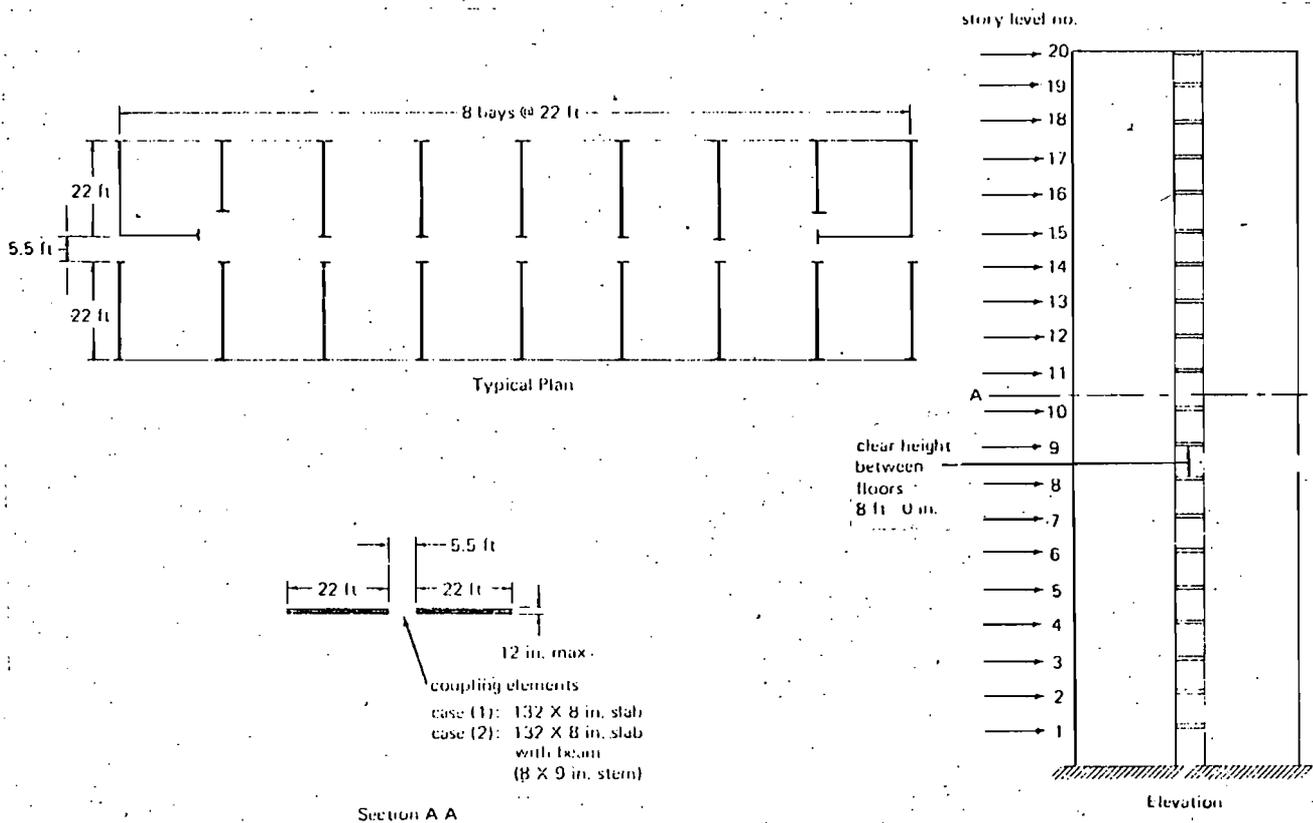


FIG. 4.26 Planta típica y elevación de un edificio de 20 niveles a base de muros acoplados (19).

tres análisis: el primero considerando muros en voladizo; el segundo considerando muros acoplados por losa, más una vigueta, de tal manera que se obtenga el doble de rigidez del caso inmediato anterior. Se tomó como ancho colaborante de la losa para la rigidez ante fuerzas laterales a  $\frac{1}{4}$  de cada claro adyacente. La carga lateral se debe a viento que produce uniformemente 20 psf.

Un hecho notorio es que al aumentar la rigidez de los elementos conectores al doble, incrementa también los momentos que éstos toman, con un resultado del 15% mayor en la sección de máximo momento, fig 4.27.a. La elección de los elementos de acople se hará entonces a base de la capacidad de los mismos para transmitir el cortante y al mismo tiempo permitir la formación del mecanismo de colapso esperado.

En la fig 4.27.b se observa la gran reducción de momentos en el muro en voladizo que causan los elementos de acople, con valor -

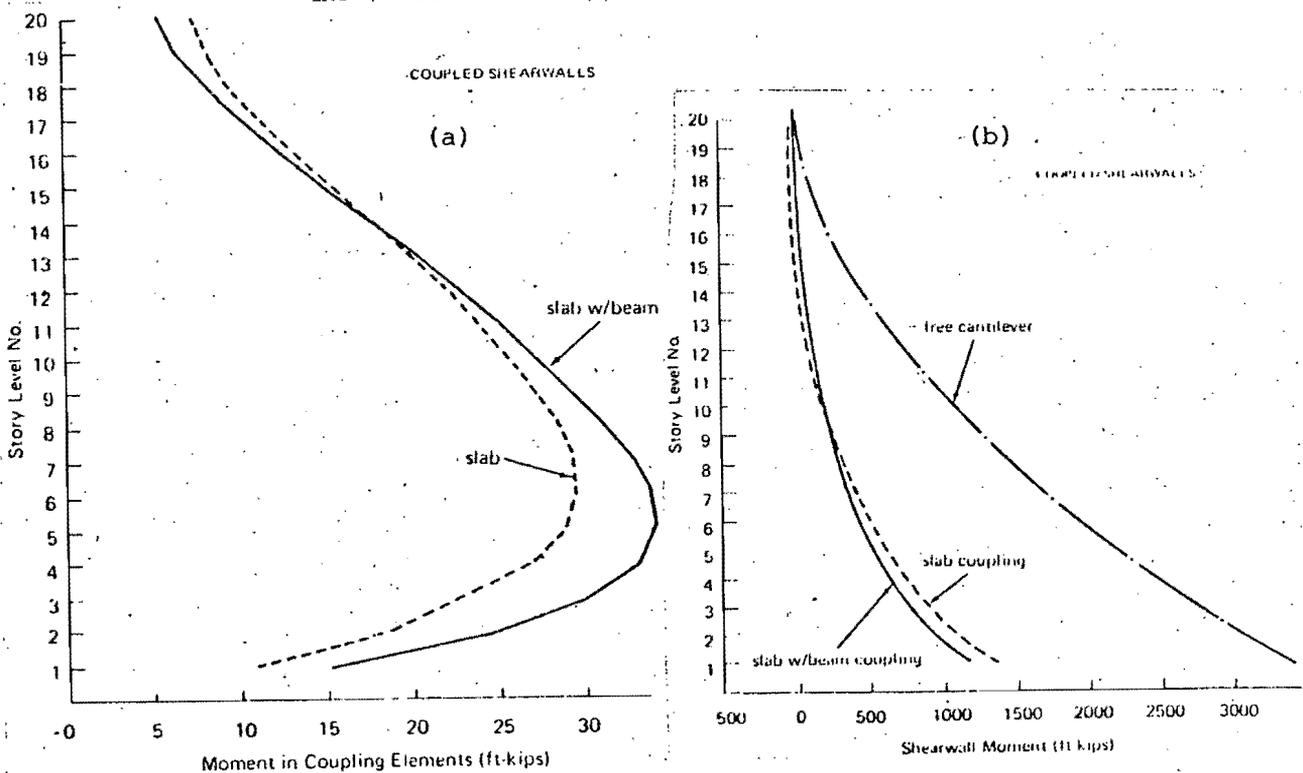


FIG. 4.27 Resultados de la estructura de la fig 4.26: (a) momentos en los elementos de acoplamiento, (b) momentos en los muros (19).

aproximado del 50%. La reducción se hace sensiblemente mayor a causa de duplicar la rigidez en los elementos de acople la cual puede ser considerada secundaria al compararla con los momentos totales en el muro en voladizo.

#### 4.4.2 NUCLEO ESTRUCTURAL DE 20 NIVELES

Con la estructura de la fig 4.6 y discutida en el numeral 4.2.1, donde se tuvieron vigas de acoplamiento de 6 ft de longitud y 3 ft de peralte, se efectuaron análisis adicionales que incluyen la variación del peralte de las vigas (8). Los resultados se muestran en la fig 4.28, donde es obvia la mayor participación de los elementos de acoplamiento, ante el momento de volteo, cuando mayores son los peraltes de dichos elementos.

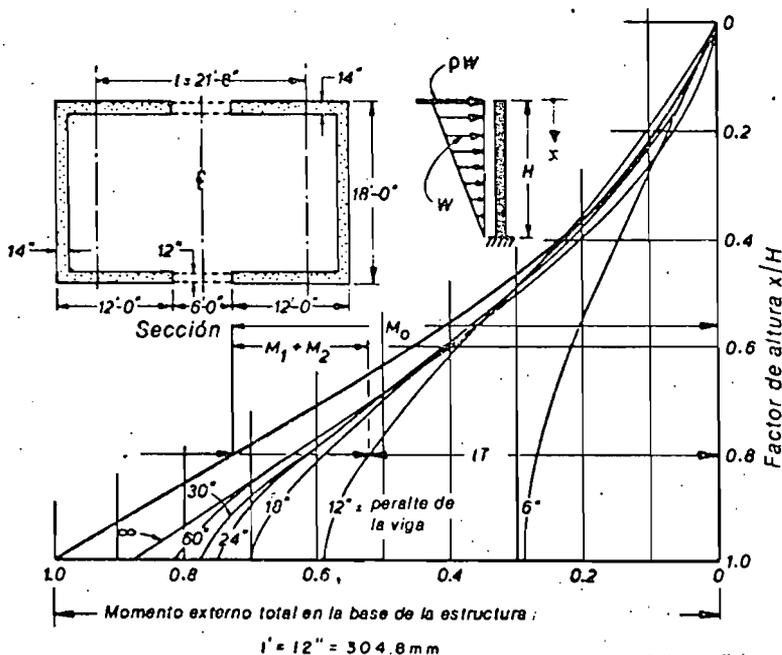


FIG. 4.28 Modo de resistencia de momentos internos en una estructura de muros acoplados (19).

El acoplamiento se muestra eficiente para la mitad superior de la estructura con todas las vigas de acoplamiento, excepto para aquellas cuyo peralte puede coincidir con el peralte de la losa. En la base, las vigas con relación longitud/peralte menor a 3, no presentan substancial diferencia de aquellas que pueden considerarse de rigidez infinita. La elección final del peralte debe

ir de acuerdo con otros criterios, tales como demanda de ductilidad en vigas y en muros, fuerzas axiales transmitidas a los muros, resistencia a flexión y corte de los muros y capacidad de las vigas a fuerza cortante.

#### 4.4.3 ESPECIMENES DE 7 NIVELES

En la ref 45 se presentan los aspectos más importantes de los ensayos realizados en dos especímenes a escala 1:4 de muros acoplados por vigas peraltadas, correspondientes a una estructura de 7 niveles. La carga actuante simula acción sísmica y de gravedad, ante las cuales según los requisitos de diseño del Reglamento de Nueva Zelanda, se espera que estas estructuras logren ductilidades de 4 y que la máxima deformación correspondiente, debe ser sostenida al menos por 4 veces en cada sentido de la dirección de ataque sísmico sin perder más del 20% de la resistencia teórica última. El muro 'A' fue reforzado tradicionalmente y el muro 'B' se diseñó con el nuevo criterio de vigas armadas diagonalmente. Ver fig 4.29.

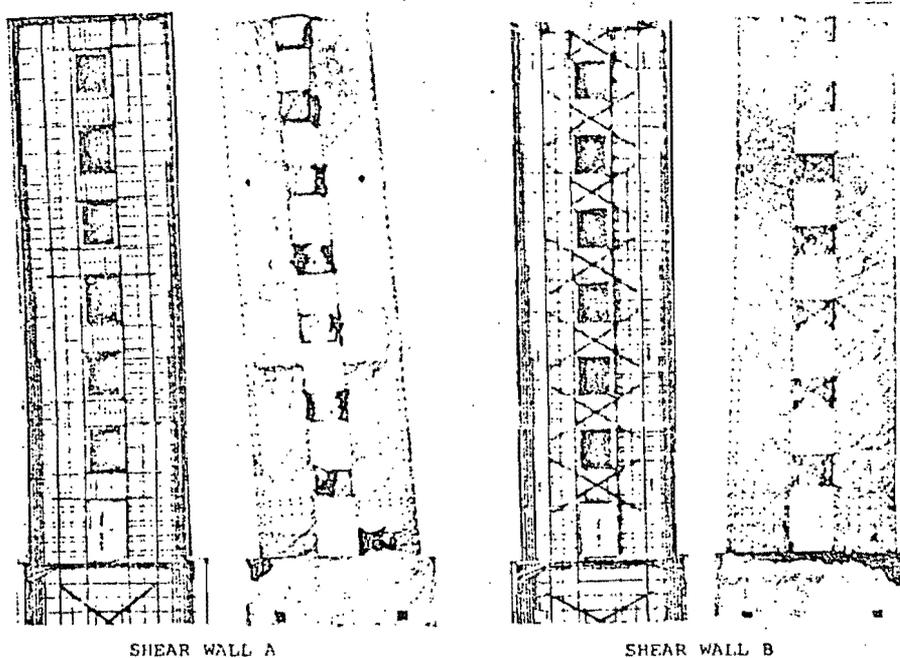


FIG. 4.29 Disposición del refuerzo y patrones de fisuras en dos probetas de muros estructurales acoplados de 7 niveles y sujetos a carga reversible: Muro A reforzado tradicionalmente y Muro B con vigas armadas diagonalmente (45).

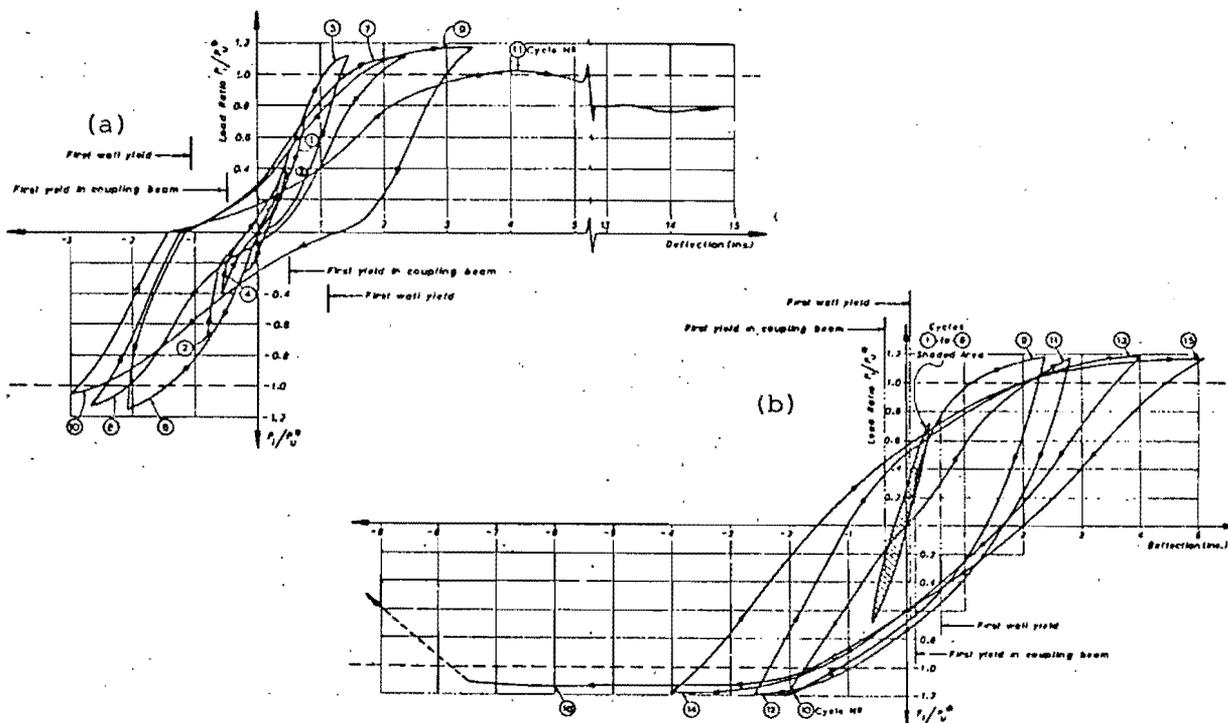


FIG. 4.30 Relación carga desplazamiento del techo de la estructura de la fig 4.29 con: (a) refuerzo tradicional, (b) vigas de acoplamiento con refuerzo diagonal (45).

Los dos muros 'A' y 'B', se diseñaron para la misma capacidad de carga última y cuidando que la flexión sea la que gobierne el comportamiento. El ensaye mostró para los muros acoplados con refuerzo tradicional, que luego de tres incursiones al intervalo inelástico en cada sentido de la carga, ocurrió falla por corte deslizante en todas las vigas de acoplamiento. El mecanismo final de colapso presenta además articulaciones plásticas en la base de los muros. El modelo presenta ductilidad aceptable, pues logró mantener una deformación en el tope de la estructura, igual a la mitad de la altura de entrepiso, equivalente a 1.5 m en tamaño natural, con una carga igual al 80% de la carga última teórica. Ver fig 4.30.a

Los muros acoplados mediante vigas reforzadas diagonalmente, aún con mayores exigencias de ductilidad, correspondientes a valores de 4 a 12 en términos de desplazamiento del techo, presentaron menores daños; ver fig 4.30.b. En los diagramas carga-deflexión,

de la fig 4.30, se ve el lazo histerético estable en el muro 'B', como muestra de excelente capacidad para disipar energía sísmica y para absorber deformaciones plásticas, mientras que en el muro 'A' el deterioro de rigidez es muy significativo.

#### 4.4.4. EDIFICIO DE 16 NIVELES

Se tiene el caso de un edificio simétrico de 16 niveles (20) fig 4.31, con todos los muros de espesor igual a 20 cm; se supuso un amortiguamiento con un valor igual al 5% del crítico. El sistema de piso es a base de losas con espesor total de 19 cm. Se trata de diseñar la estructura ante un sismo de diseño, en base a un balance entre los criterios de ductilidad, capacidad a corte y momento flexionante de todos sus elementos.

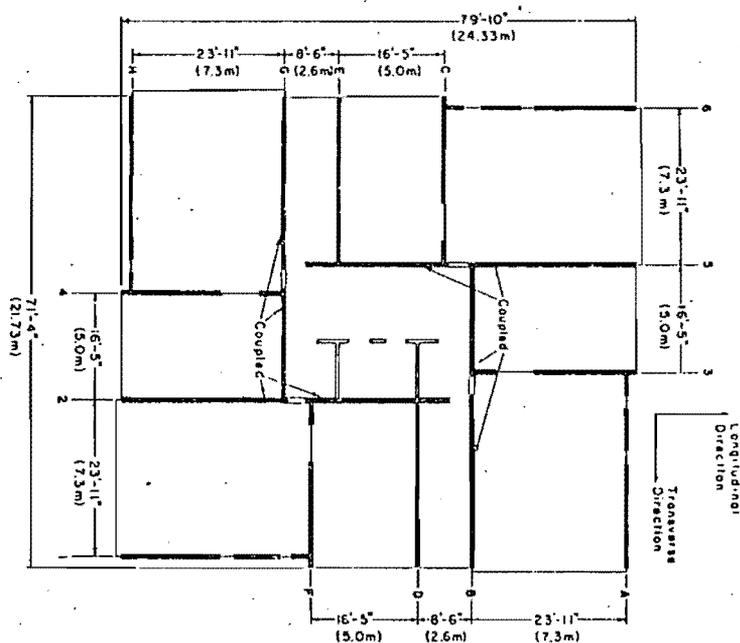


FIG. 4.31 Planta típica del edificio de 16 niveles en estudio (20).

El primer análisis a base del método aproximado del código, indica que el predimensionamiento acepta el nivel de esfuerzos cortantes, pero los momentos son demasiado altos, lo cual implica problemas por la gran cantidad de refuerzo exigido y por la ci--

mentación especial que esto implicaría. Para reducir dichos momentos, se acoplaron entre sí, dos pares de muros en cada dirección a base de vigas con relación longitud/peralte de 1.43.

La estructuración original de 10 muros en sentido transversal -- más 8 muros en sentido longitudinal, se transforma ahora en 6 muros individuales más 2 pares de muros acoplados en la dirección transversal, y en 4 muros individuales más 2 pares de muros acoplados en la dirección longitudinal. En esta estructuración resultante, otro análisis elástico a base de las fuerzas del Código, indicó requerimientos altos de resistencia en las vigas de acoplamiento, es decir grandes fuerzas cortantes que producen excesivas fuerzas axiales en los muros; la solución fue disminuir la resistencia de las vigas, anticipando al mismo tiempo para el diseño, gran demanda de ductilidad.

El modelo de análisis en cuanto a masas, consistió en concentrarlas en cada nivel, y en cuanto a rigidez, en concentrar para cada sentido a los muros aislados en uno solo, con área e inercia igual a la suma de cada uno de sus componentes; similar proceso se efectuó con las inercias y áreas de los muros acoplados. Resultaron entonces, dos estructuraciones equivalentes, que a su vez para el análisis, se conectaron entre sí con barras flexibles que simulan la pequeña transmisión de flexión a través de la losa.

El criterio inicial de comportamiento esperado, fue el de proveer respuesta elástica hasta una carga igual al doble de la carga de diseño por viento, con vigas altamente dúctiles a base de refuerzo diagonal, de tal manera que ante el sismo de diseño, el cual provee un 90% de probabilidad de no ser excedido en 50 años, los muros permanezcan con respuesta elástica, y que ante un sismo máximo esperado, el cual provee un 90% de probabilidad de no ser excedido en 500 años, los muros lleguen al rango inelástico. Se escogió entonces, los primeros 10 seg de la componente N-S del

sismo El Centro 1940, cuyo pico tiene un valor de 0.33g, con las aceleraciones multiplicadas por los factores 0.67 y 1.0 para dar las condiciones de sismo de diseño y sismo máximo esperado, respectivamente.

A continuación se presenta únicamente la evolución del criterio de diseño en sentido longitudinal de la estructura.

Para estudiar la influencia de la resistencia en las vigas de acoplamiento y poder escoger una resistencia óptima de las mismas, se efectuaron siete análisis dinámicos inelásticos con diferente resistencia de vigas en cada ocasión; véase tabla 4.3. Esto no es sino dar diferentes valores al FACTOR DE ACOPLAMIENTO:  $A = TL/M_1 + M_2 + TL$ . Se escogió como menor resistencia para las vigas, aquella que el Código UBC da para zonas de viento: 25 psf, pero multiplicada por dos, y cuidando en todos los casos que los muros permanezcan elásticos. Los resultados de esta parte se encuentran divididos entre la tabla 4.3 y la fig 4.32.

En los resultados anteriores se observa, como en menor grado de acoplamiento implica mayores ductilidades; en el otro extremo de comportamiento, es decir con un acoplamiento perfecto, se obtiene respuesta elástica de las vigas y por tanto no necesita ductilidad, fig 4.32.a. Se observan mayores requerimientos de corte cuando hay mayor grado de acoplamiento, produciéndose el máximo, al desearse respuesta elástica en las vigas, fig 4.32.b. Por otro lado, a mayor resistencia de las vigas, corresponden mayores fuerzas axiales en los muros acoplados, fig 4.32.c.

Con base en dichos resultados, se seleccionó la resistencia adecuada de la viga, con miras a lograr un equilibrio entre los siguientes criterios: reducir los momentos flexionantes en muros, asegurar un comportamiento elástico en las vigas para al menos 1.4 veces la carga de diseño por viento, esperar una demanda de ductilidad en las vigas que sea posible de proveerla, y evitar al máximo la tensión neta en los muros al mismo tiempo que se limita la compresión axial al nivel máximo de condición balanceada.

Coupling beam (lumped) $M_p$ , in.-k	Degree of coupling, percent	Coupled wall pier 1 (lumped)		Coupled wall pier 2 (lumped)		Solid walls (lumped)	
		$M_{max}$ , in.-k	$V_{max}/(0.8 A_v \sqrt{f'_c})$	$M_{max}$ , in.-k	$V_{max}/(0.8 A_v \sqrt{f'_c})$	$M_{max}$ , in.-k	$V_{max}/(0.8 A_v \sqrt{f'_c})$
2500	56.5	473,675	4.23	313,998	3.74	748,622	3.54
3500	61.1	444,289	4.20	294,860	3.69	711,930	3.43
4000	63.4	429,401	4.17	285,032	3.68	693,166	3.37
4500	65.4	417,851	4.18	277,511	3.71	679,678	3.35
5000	66.3	424,554	4.17	277,175	3.73	684,954	3.32
7500	69.1	456,150	4.35	296,895	3.93	749,001	3.22
Elastic	70.4	481,154	4.99	315,289	4.61	792,738	3.29

All walls are elastic.

TABLA 4.3 Demandas en la capacidad de corte y flexión de los muros de la estructura de la fig 4.31, al variar la resistencia en la viga de acoplamiento ante el terremoto de diseño (20).

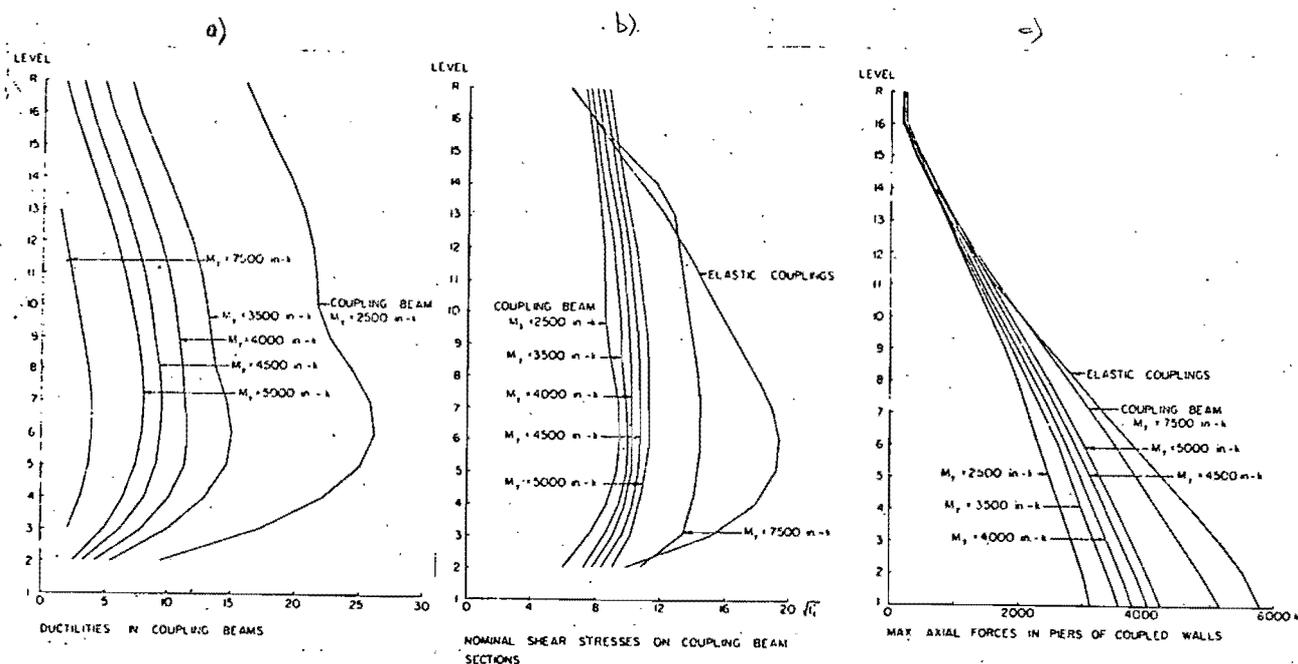


FIG. 4.32 Respuesta máxima de los análisis variando la resistencia de las vigas de acoplamiento ante el terremoto de diseño (20).

Los criterios anteriores llevaron a escoger la viga diseñada para un momento de 4000 in-k (453 KN-m). Las dos más óptimas son la de 4000 in-k y 4500 in-k, pero se prefirió a la primera en vista de que ejerce menores fuerzas axiales en muros, y menores fuerzas cortantes en vigas, y aunque la ductilidad necesitada es mayor que en la otra viga, es perfectamente alcanzable con armado diagonal.

La segunda etapa de análisis consistió en estudiar los efectos de diferentes niveles en la resistencia de los muros, para escoger la combinación adecuada entre demanda de ductilidad y capacidad a corte. Se procedió a realizar cuatro análisis bajo la misma excitación de diseño, manteniendo el nivel de fluencia de las vigas de acoplamiento en 4000 in-k. Los resultados de esta segunda etapa se presentan en la tabla 4.4 y en la fig 4.33.

Wall $M_y$ , in.·k	Degree of coupling, percent	Coupled wall pier 1		Coupled wall pier 2		Solid walls	
		$V_{max}/(0.8 A_g \sqrt{f'_c})$	$\mu$	$V_{max}/(0.8 A_g \sqrt{f'_c})$	$\mu$	$V_{max}/(0.8 A_g \sqrt{f'_c})$	$\mu$
Elastic with $M_{max} =$ 429,401/ 285,032/ 693,166	63.4	4.17	—	3.68	—	3.37	—
375,000/ 245,000/ 630,000	65.7	3.99	1.48	3.51	1.51	3.33	1.37
337,500/ 220,500/ 567,000	67.3	3.95	1.83	3.49	1.89	3.19	1.67
300,000/ 196,000/ 504,000	69.5	3.90	2.38	3.46	2.41	3.03	2.16

Coupling Beam  $M_y = 4000$  in.·k

TABLA 4.4 Capacidad de corte y demanda de ductilidad en los muros de la estructura de la fig 4.31 al variar su resistencia bajo terremoto de diseño (20).

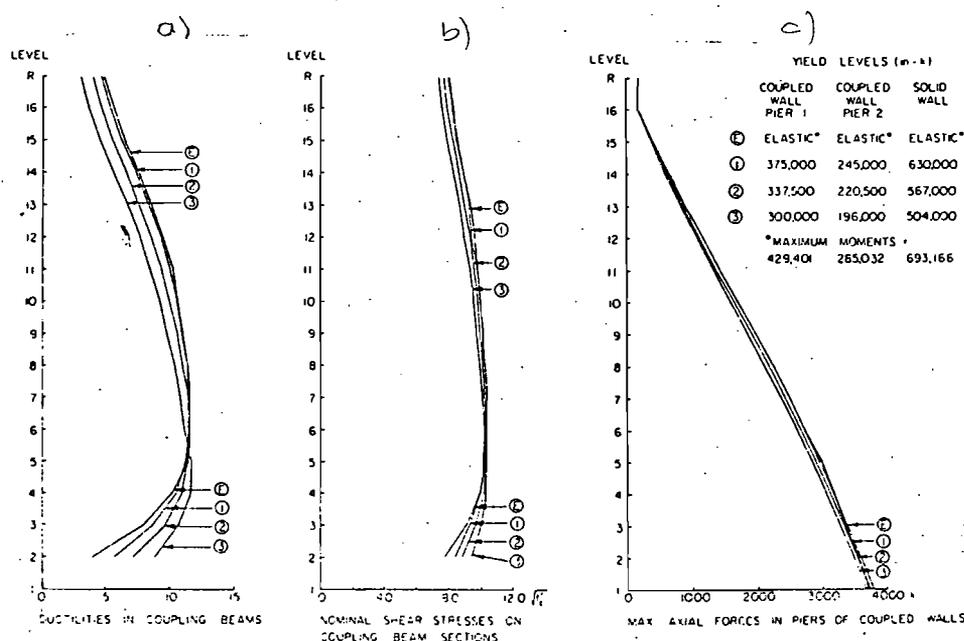


FIG. 4.33 Respuesta máxima de los análisis variando la resistencia de los muros ante el terremoto de diseño (20).

Se concluye de esta segunda etapa, que conjuntamente con los decrecimientos de nivel de fluencia en los muros, disminuye también sus requerimientos por cortante, mientras que aumentan las demandas de ductilidad en ellas. En la fig 4.33.a se ve la relación inversa entre resistencia y ductilidad en vigas de acoplamiento para los niveles inferiores, mientras que la relación se hace directa en los pisos superiores. En la fig 4.33.b se nota igual tendencia entre resistencia del muro y esfuerzos cortantes en vigas. Finalmente, la fig 4.33.c, presenta la casi total insensibilidad de los muros ante carga axial por causa de variar la resistencia de los muros.

Se diseñó entonces la estructuras, para vigas con un nivel de fluencia en 4000 in-k y con muros dentro del comportamiento elástico ante el sismo de diseño. El espesor de 20 cm en los muros y la resistencia de 280 Kg/cm<sup>2</sup> del concreto, resultaron inadecuadas para los pisos inferiores. La solución radicó en aumentar la resistencia del concreto de los muros acoplados desde 280 a 420 Kg/cm<sup>2</sup> en los 8 niveles más bajos.

El aumentar la resistencia al concreto de los muros acoplados en un 50%, equivale a aumentar su rigidez, lo cual es similar a disminuir el grado de acoplamiento, y ya se vió que ésto se refleja en mayores exigencias de ductilidad para las vigas de acople. Justamente esto sucedió, pues ahora se requirió una ductilidad de 15 en las vigas críticamente situadas. Entonces, con base en el mismo razonamiento anterior la exigencia actual llevó a escoger definitivamente a la viga con fluencia en los 4500 in-k, para así disminuir el requerimiento exagerado de ductilidad.

Con éste último criterio se efectuó otro análisis bajo el terremoto de diseño, de tal manera que los muros sigan con comportamiento elástico. Los resultados, incluyendo la dirección transversal se presentan en la tabla 4.5.

Design earthquake								
Coupled wall pier 1			Coupled wall pier 2			Solid walls		
$M_{max}$ in.·k	$V_{max}/(0.8 A_g \sqrt{I_c})$	$\mu$	$M_{max}$ in.·k	$V_{max}/(0.8 A_g \sqrt{I_c})$	$\mu$	$M_{max}$ in.·k	$V_{max}/(0.8 A_g \sqrt{I_c})$	$\mu$
Longitudinal direction, 62.0 percent coupling								
535,457	3.49	—	349,213	3.04	—	693,552	2.71	—
Transverse direction, 65.2 percent coupling								
473,030	2.49	—	145,924	1.89	—	1,000,119	2.41	—

TABLA 4.5 Momentos flexionantes, capacidad de corte y demanda de ductilidad del análisis final de la estructura de la fig 4.31 ante el terremoto de diseño (20).

Finalmente se procedió a analizar la última estructura bajo el sismo de intensidad máxima esperada, con las mismas dimensiones y niveles de fluencia del último análisis. Como ahora se lleva a la estructura a su resistencia última, es necesario aumentar el porcentaje de amortiguamiento crítico al 10%. Los resultados ante la excitación máxima se presentan en la tabla 4.6, donde se incluye las dos direcciones de análisis.

Maximum credible earthquake								
Coupled wall pier 1			Coupled wall pier 2			Solid walls		
$M_y$ in.·k	$V_{max}/(0.8 A_g \sqrt{I_c})$	$\mu$	$M_y$ in.·k	$V_{max}/(0.8 A_g \sqrt{I_c})$	$\mu$	$M_y$ in.·k	$V_{max}/(0.8 A_g \sqrt{I_c})$	$\mu$
Longitudinal direction, 62.9 percent coupling								
535,457	4.29	1.36	358,419	3.78	1.35	711,614	3.52	1.33
Transverse direction, 65.5 percent coupling								
473,030	3.05	1.59	153,258	2.18	1.80	1,084,422	3.00	1.63

TABLA 4.6 Momentos flexionantes, capacidad de corte y demanda de ductilidad del análisis final de la estructura de la fig 4.31 ante el terremoto máximo esperado (20).

El trabajo (20) se completó con un análisis de la influencia en la respuesta del edificio por causa de rotaciones en la cimentación. La cimentación, debido a condiciones del suelo y al nivel de esfuerzos que transmite la estructura, es hecha a base de una malla de vigas peraltadas, de 1.45 m de altura, bajo los ejes de la estructura, que descansa en una losa de 75 cm de espesor.

Para lo posterior del análisis se usó el concepto de GRADO DE FIJACION DE LA BASE, definido como la relación entre el momento desarrollado en la base de una cimentación flexible y el momento desarrollado en la base de una cimentación rígida ante una misma deformación. Se tomó un amortiguamiento con 5% del crítico; se mantuvieron a los muros dentro del comportamiento lineal y se tomó como nivel de resistencia de los elementos a los últimos encontrados, los cuales corresponden al 100% de fijación. Se hicieron tres análisis adicionales: con el 75%, 50% y 25% de fijación de los muros a la fundación.

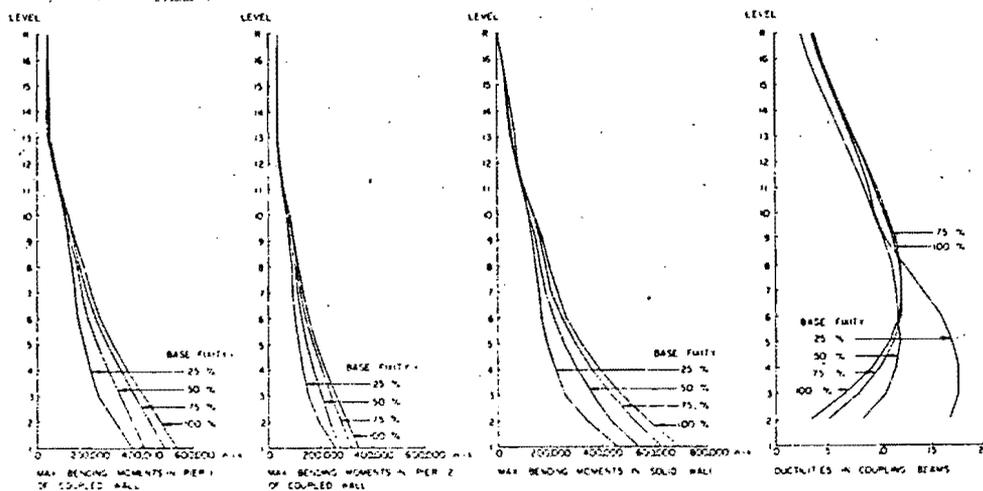


FIG. 4.34 Efectos de variar el grado de fijación en la base de los muros - (20).

La fig 4.34 muestra que la relajación en el grado de fijación del muro a la cimentación, reduce el momento en los muros tanto acoplados como aislados, mientras que los requerimientos de ductilidad en vigas acopladas aumentan considerablemente en los 8 niveles bajos, sucediendo levemente lo contrario en los restantes pisos superiores.

## 5.1 IDEAS GENERALES

La mampostería estructural resulta ser un concepto bastante nuevo en Ingeniería Civil, pues tradicionalmente ha sido usada y tratada sólo como un elemento sin ninguna responsabilidad para soportar cargas significativas, y mucho menos todavía en el caso de construcciones sismorresistentes.

Ahora las investigaciones se han encaminado a estudiar los efectos del refuerzo sobre la resistencia, rigidez y ductilidad de una mampostería sometida a excitaciones sísmicas, ya que en presencia de tales sollicitaciones se han encontrado fallas catastróficas de mampostería no reforzadas. Las últimas investigaciones han logrado desarrollar técnicas constructivas que han vencido la limitación no estructural de su uso, y hoy en día, es posible construir con confianza, edificios de relativa altura en regiones sísmicas a base de mampostería reforzada, haciendo a la vez uso de las tradicionales ventajas arquitectónicas y económicas.

El uso de mampostería destinada a resistir fuerzas sísmicas requiere de gran cuidado en la forma de construcción, y es necesario también exigir esmerado control de calidad de sus diferentes componentes, pues las grandes fuerzas cortantes que sobre ella actúan, ponen de manifiesto todas sus debilidades, principalmente de juntas, y precisamente la mampostería representa un elemento con inmensa cantidad de juntas, a más de que las diferentes piezas son en sí altamente frágiles. En verdad hasta los sismos más moderados, delatan el comportamiento ineficiente de una mampostería que carezca de detallado y refuerzo apropiados. En la fig 5.1 se aprecian diferentes tipos de tabiques.

Cuando un tramo de un marco se llena con mampostería, de tal manera que formen una sola unidad, el comportamiento del marco cambia drásticamente, de tal manera que ante cargas laterales,

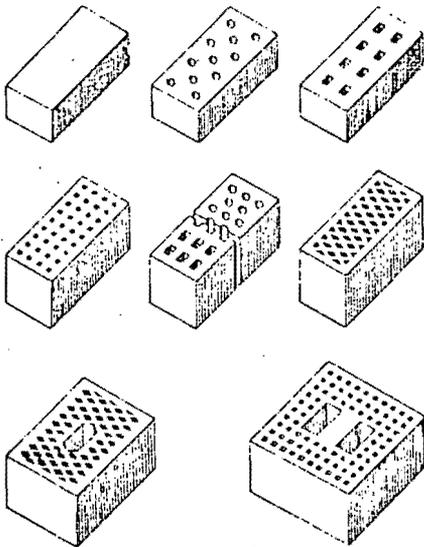


FIG. 5.1 Formas típicas de tabiques (34)

se asemeja ahora al de una viga en voladizo, al menos hasta que ocurra la falla de la mampostería. El inmenso incremento de rigidez que causa la mampostería, se traduce en incremento de la frecuencia de vibración. Además, el incremento de rigidez lleva consigo una gran atracción de la mayor parte del cortante sísmico, y si la mampostería no es adecuada para soportar la resistencia y ductilidad exigidas, falla sin haber disipado energía, fig 5.2.

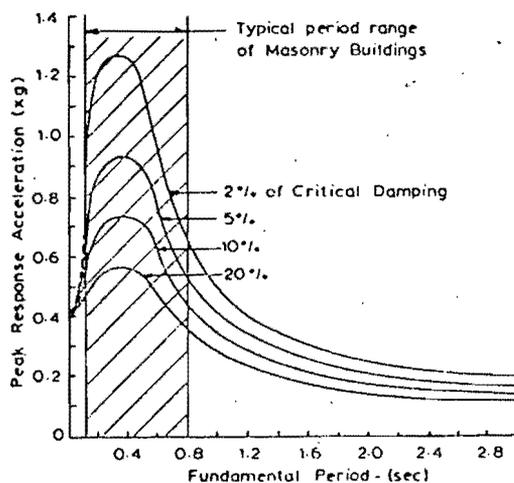


FIG. 5.2 Espectro de respuesta compuesto de 8 acelerogramas escalados del sismo El Centro 1940N-S (22).

Una mampostería inadecuada, puede inclusive causar la falla de las columnas del marco confinante; es por esto, que el tratar con mampostería exige mayores coeficientes de seguridad que en

el caso del concreto, pues su naturaleza propia, la gran cantidad de variables y de procesos constructivos, hacen que no se puedan establecer valores únicos que definan tal o cual respuesta mecánica. Inclusive sobre un mismo experimento se encuentra gran dispersión de resultados y mucho más cuando se trata de comparar datos arrojados por diferentes fuentes de información.

Conocidas las acciones a las que se verá sometido un muro, independientemente del material del cual esté constituido, las mejoras sobre la respuesta del mismo, radica únicamente en la optimización del uso que se haga con los materiales que forman el muro. es así que una vez conocido, con relativa profundidad, el comportamiento de la mampostería, ya sea no reforzada o reforzada en las diferentes modalidades, y si se desea su uso estructural, es necesario que ésta cumpla con ciertos requisitos para conferirle a todo el sistema estructural, adecuadas propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad.

En el presente capítulo, se ha limitado el estudio a secciones rectangulares de mampostería, pues bajo esta forma se encasillan todos los muros observados en la práctica. Se hace además un esbozo ligero de los principales fenómenos, ya que un estudio comparativo en función de todas las variables, sería imposible de resumir en un trabajo de esta magnitud.

## **5.2 TIPOS DE MAMPOSTERIA**

### **5.2.1 MAMPOSTERIA SOLIDA**

Generalmente no van reforzadas, y sirven tanto para soportar carga axial como para resistir cargas laterales. La ausencia de refuerzo implica poca capacidad para aceptar deformaciones considerables y para soportar cargas, llevando generalmente el diseño a estructuras pesadas y antieconómicas (24). Un esquema se presenta en la fig 5.3.

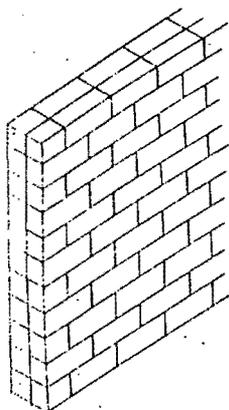


FIG. 5.3 Mampostería sólida (24).

El empleo de mampostería no reforzada en zonas sísmicas, definitivamente debe erradicarse en su totalidad a causa de su fragilidad, y de usarse, se hará sólo y exclusivamente en construcciones de poca altura, sin ofrecer reducción por ductilidad y con adecuados coeficientes de seguridad que garanticen en todo momento respuesta elástica de la estructura.

El colocado de las unidades exige una cierta proligidad. Se asentarán en sus sitios de tal manera que no coincidan las juntas verticales entre dos filas continuas. El uso de mampostería con espesor doble al normal, exige que además no coincidan las juntas verticales de dos unidades adyacentes del mismo nivel. Cuando no se entrelazan las unidades de la mampostería, se puede hasta anular la capacidad para resistir esfuerzos cortantes, pues cada hilera actuaría como un volado independiente.

#### 5.2.2 MAMPOSTERIA CON RELLENO DE MORTERO REFORZADO

Consiste de dos paredes de ladrillo normalmente sólido, unidas entre sí por mortero reforzado horizontal y verticalmente, fig 5.4. Una ventaja secundaria de este sistema resistente, es la flexibilidad que existe para escoger el espesor más adecuado del muro, lo cual se paga en cambio con laboriosidad constructiva (24).

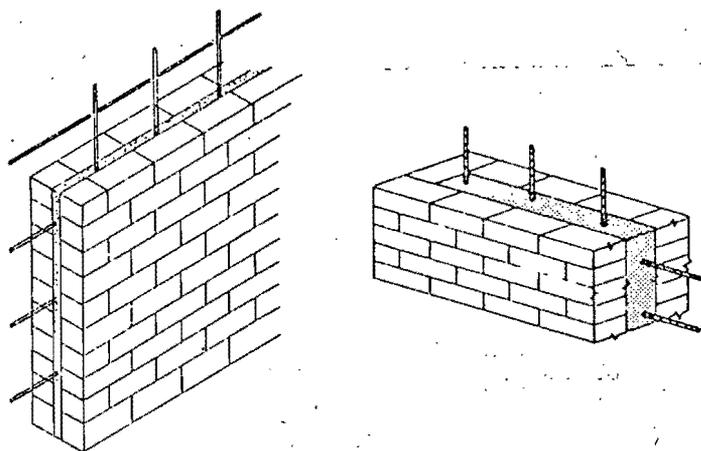


FIG. 5.4 Mampostería con relleno de mortero reforzado (22,24).

### 5.2.3 MAMPOSTERIA DE PIEZAS HUECAS REFORZADAS

Las piezas poseen huecos verticales por los que atraviesan las varillas de acero y que luego son rellenos con mortero. El refuerzo horizontal que se provee puede ser a base de una pequeña armadura colocada entre el mortero de las juntas horizontales, fig 5.5.a, o por medio de piezas especiales provistas de orificios a manera de canal, por el cual pasa el refuerzo, fig 5.5.b. En el caso de usar las piezas canal, el refuerzo se colocará en el lecho del canal, para alejar al refuerzo del plano potencial de falla a cortante, que representa la junta.

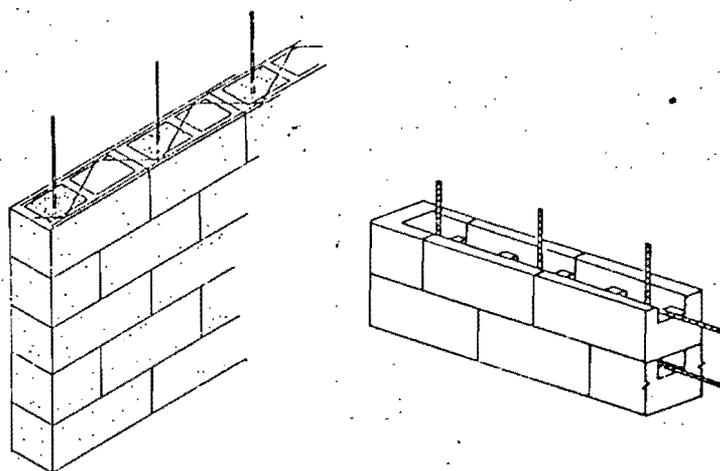


FIG. 5.5 Mampostería con piezas huecas reforzadas (22,24).

### 5.2.4 MUROS DIAFRAGMA

Son el resultado de la unión consiente entre marco y mampostería, de tal manera que actúen conjuntamente ante carga lateral. La función del marco es resistir las fuerzas de gravedad más las de flexión por causas sísmicas y de confinar a la mampostería para que ésta haga uso de su rigidez en la mejor manera. La mampostería en cambio resiste principalmente el cortante con comportamiento muy semejante al alma de una viga 'I', en la cual los patines representan las columnas. Este modelo funciona mientras no se fisure la mampostería por tensión diagonal. Es por esto que no se recomienda su uso en zonas sísmicas, a menos que se encuentre adecuadamente reforzada (26), ver fig 5.6.

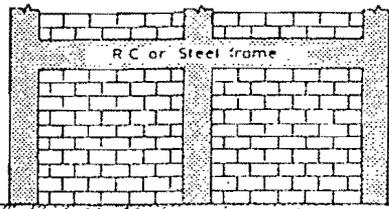


FIG. 5.6 Muros diafragma (22).

### 5.2.5 MAMPOSTERIA CONFINADA

Representa un caso particular de los muros diafragma, pues el confinamiento está proporcionado por castillos y dadas, que hacen las veces de columnas y vigas de un marco. Por tanto, cualitativamente su comportamiento es similar al caso anterior cuando a la mampostería le confina un marco débil, (26).

### 5.3 REQUISITOS SISMORRESISTENTES EN MAMPOSTERIAS

Los diferentes tipos de mampostería con responsabilidad sismorresistente deben cumplir con ciertos requisitos de diseño y construcción, de tal manera que su respuesta sea predecible en resistencia, degradación de rigidez y deformabilidad, y además para que se pueda llevar el diseño hacia un mecanismo de colap-

so que incluya la máxima disipación de energía posible.

### 5.3.1 MAMPOSTERIA DE PIEZAS HUECAS REFORZADAS

La respuesta sísmica de este muro rigidizante se mejora al cumplir con las siguientes recomendaciones (25,27). La suma de cuantías en los dos sentidos no será menor a 0.002 y con ninguna de las dos menor a 0.0007. El refuerzo resultante no será menor en espaciamiento, ni de 90 cm ni de 6 veces el espesor de la mampostería, tanto en sentido horizontal como vertical. Las varillas serán corrugadas. El refuerzo horizontal no tendrá traslapos y el vertical estará debidamente anclado en las losas de piso que lo limitan.

El recubrimiento libre entre varilla y pared interior de la pieza no será menor que la mitad del diámetro de la varilla, y entre varilla y pared exterior no será menor que 1.5 cm o el diámetro de la varilla. Las cavidades se rellenarán con mortero o concreto de alto revenimiento, de resistencia no menor a 75 Kg/cm<sup>2</sup> y con tamaño de agregado menor o igual a 1 cm. El tamaño de la cavidad incluye dimensiones mínimas de 5 cm y área no menor a 30 cm<sup>2</sup>.

En los extremos del muro se colocarán por lo menos una varilla No 3 en dos cavidades consecutivas. La existencia de aberturas con dimensiones mayores a 60 cm deben reforzarse con 1 No 4 en su alrededor. No se permiten relaciones altura/espesor mayores de 30, sin antes rigidizar lateralmente la mampostería.

Este tipo de mampostería sismorresistente tiene amplia aceptación en California (28) y Nueva Zelanda (22), donde para mayor eficiencia, se recomienda también rellenar los orificios verticales que no contengan refuerzo, con mortero o concreto fluído, lo cual es recomendable sobre todo en edificios relativamente altos.

La adecuada respuesta de este sistema resistente se obtiene únicamente con cuantías altas de acero y con espaciamientos pequeños entre varillas (29), lo que hace suponer que no existe el grado de economía esperado. Los beneficios encontrados en su uso respecto al de castillos y dalas, se encuentra en la mayor resistencia y en el mayor control de ancho de fisuras. Pero en cambio, tiene la desventaja de que las piezas huecas, sino se encuentran totalmente rellenas, pueden fallar localmente por desprendimiento de sus paredes con la consiguiente degradación estructural.

En la mayoría de los experimentos realizados (28), los muros con piezas huecas rellenas completamente, cumplieron con una resistencia al corte mayor que en los rellenos parcialmente. Sin embargo, al tomar los esfuerzos en base al área neta, en los dos casos se tienen resultados semejantes. Así por ejemplo, en un análisis hecho por Clough (28) a los resultados de los experimentos de Schneider, se encuentra que la capacidad de carga de los muros parcialmente rellenos fue el 67% de la obtenida cuando estaban completamente rellenas las cavidades; pero así mismo, la relación de áreas netas fue el 67% y por consiguiente el esfuerzo cortante es el mismo.

Del anterior análisis se concluye que al rellenar las cavidades con mortero fluido, no se incrementa la capacidad de la mampostería para soportar esfuerzos cortantes, sólo se provee de mayor área y por tanto se podrá soportar mayores cargas. Otro efecto ventajoso es lógicamente su labor estabilizante y por ello presenta menor degradación de resistencia y rigidez ante cargas sísmicas a mas de que desaparece la falla súbita como puede existir en las parcialmente rellenas.

Un avance sobre el mismo tópico lo realizó Clough (28), y concluyó que ante carga monotónica se encuentran iguales esfuerzos cortantes en las parcialmente rellenas y en las completamente rellenas. Pero ante carga dinámica, se obtuvo un 27% más de re

sistencia en las completamente rellenas.

Meli (30) también estudia la influencia de las piezas huecas, y concluye que de usarse éstas, mientras más pequeños son los orificios mejor es la respuesta, pues el mortero entra en las cavidades y colabora al cortante; de otro modo, las grandes áreas lisas de las piezas proveen poca adherencia y pueden suceder fallas prematuras por adherencia en las juntas.

En otra parte de su estudio, Meli saca valores de DISTORSION ANGULAR para piezas sólidas y huecas al momento de fisuramiento,  $\theta_0$ . El concepto usado no es sino la relación del desplazamiento relativo de entrepiso a la altura de éste. Encontró que dicho valor, en piezas sólidas llega a ser algo mayor que  $10^{-3}$  rad, mientras que en piezas huecas fue aproximadamente la mitad. Esta también es una medida de la mayor capacidad de deformación de las piezas sólidas respecto a las huecas. Por otro lado, este valor no es influenciado ni por el tipo de refuerzo, ni por la cantidad de refuerzo interior y ni por las dimensiones del marco confinante.

Meli demuestra la gran capacidad de deformación cuando se incluye refuerzo interior a una mampostería de tabique confinada por un marco; encontró distorsiones angulares con valores de 20 veces mayores que aquella que produjo el fisuramiento,  $\theta_0$  y antes de que la carga disminuya a niveles inferiores de la carga que produjo la fisura. En cambio, en ausencia de marco confinante, el refuerzo interior mejoró la distorsión angular sólo en 6 veces.

Hernández y Meli (31) sugieren como mejor sistema constructivo ante acciones sísmicas y con muros de mampostería hueca, a aquel en que a más del refuerzo interior normal, se fabrican castillos integrados a base de unir varillas adyacentes con estribos colocados en las juntas horizontales.

### 5.3.2 MAMPOSTERIA CONFINADA

En este caso es preciso también cumplir con varios requisitos - para asegurar el mejor provecho de resistencia, rigidez y ducti-  
 lidad (25,27). Se especifica que su concreto tenga una resiste-  
 ncia a la compresión no menor a  $150 \text{ Kg/cm}^2$ . El refuerzo longitudi-  
 nal estará formado por un mínimo de 3 varillas corrugadas con -  
 área total no menor a  $0.2f'_c/f_y$  veces el área del castillo, y -  
 deberá anclarse en los elementos que confinan al muro de manera  
 que se logre desarrollar su fluencia.

Para el refuerzo transversal se especifica un área no menor a -  
 $1000s/f_y d_c$ , donde 's' es la separación de los estribos 'd<sub>c</sub>' es  
 el peralte del castillo. La separación 's' no será menor que 20  
 cm ni que  $1.5d_c$ .

Se requiere que la separación entre castillos no sea mayor a  $1\frac{1}{2}$   
 veces su altura ni a 4 m. Las dadas se colocarán sin permitir -  
 distancias entre ellas mayores a 3 m. Las dimensiones de los -  
 elementos confinantes no serán menores que el espesor del muro.

Cuando existan orificios dentro del muro con dimensiones mayo-  
 res a  $\frac{1}{4}$  de la respectiva dimensión del muro, se colocará refuer-  
 zo en su alrededor. La relación altura/espesor se forzará a que  
 no sea menor a 30 para evitar problemas de inestabilidad; en ca-  
 so de no cumplirse, se colocarán elementos rigidizantes lateral-  
 mente.

Se ha observado que este sistema (26) aunque no modifica la car-  
 ga de agrietamiento del muro, sí influye en el comportamiento -  
 posterior al fisurado de manera favorable en cuanto a ductili-  
 dad y a deterioro estructural por causa de las cargas sísmicas.  
 Además, se recomienda que de ser preferible se usen piezas sól-  
 das por resultar con menor degradación que en las piezas con hue-  
 cos (9).

Se aclara que el refuerzo de dadas y castillos se considera únicamente como confinamiento y no como participante de la resistencia al cortante.

### 5.3.3 MUROS DIAFRAGMA

En un comienzo, gracias a la adherencia entre sus bordes, muro y diafragma trabajan conjuntamente como si se tratase de un solo miembro monolítico. Comienza una etapa diferente de comportamiento al momento que se produce una separación en la superficie de unión muro-marco, aproximadamente a cargas de 30% y 55% de la carga que produce la fisura diagonal principal. Desde ahora la resistencia es influenciada mayormente por el marco y se tiene al muro trabajando como una diagonal en compresión que proporciona en la vecindad de la esquina cargada, presión y fuerza cortante. La separación de esquinas opuestas se produce entre un 50% y 70% de la capacidad de cortante, y es causada por las diferencias entre las deformaciones por flexión del marco y las de cortante de la mampostería. Desde el instante en que la mampostería actúa como un puntal diagonal, el comportamiento es totalmente diferente al inicial (9).

Esteva (32) propone que se considere que la mitad de la fuerza lateral se transmita por flexión a la viga, y la otra mitad por contacto directo por la columna; véase la fig 5.7.

La respuesta inicial es prácticamente lineal y la curva carga-deformación se caracteriza por tener rigidez inicial alta, que decae con la separación entre muro y marco. al aparecer la fisura diagonal, la resistencia puede caer súbitamente si el marco no puede absorber el incremento de cortante; de lo contrario, si el marco posee la adecuada resistencia y ductilidad, el comportamiento global está gobernado por el marco, y la carga que produjo tal fisuramiento puede entonces mantenerse, o aumentar levemente mientras se incrementa la deformación lateral. El comportamiento posterior de la mampostería sin refuerzo incluye

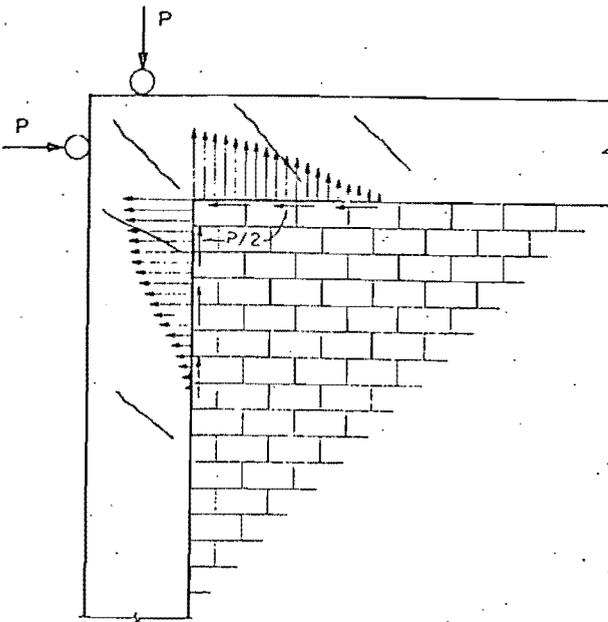


FIG. 5.7 Interacción en la esquina entre marco y mampostería (32).

únicamente un gradual deterioro.

Se aconseja (27) que las columnas y vigas de una zona igual a  $\frac{1}{4}$  de su respectiva longitud libre, medida a partir de cada esquina, sean capaces de soportar una fuerza por lo menos igual a la cuarta parte de la que actúa sobre la mampostería. Además, el comportamiento del muro es óptimo luego de la fisura principal, sólo si está debidamente reforzado, que es lo único que evita la inmediata falla del muro y posiblemente de las columnas confinantes.

Es necesario también, tener cuidado en la junta viga-columna, por la gran concentración de esfuerzos (33). En dicha zona se produce momentos de poca importancia, ya que las fuerzas de interacción se desarrollan en las secciones adyacentes a dicha junta, pero en cambio las fuerzas axiales y cortantes después del fisuramiento diagonal, son de mucha importancia. Es conveniente también, que aún en este caso si se trata de estructuras en zonas altamente sísmicas, se use refuerzo en la mampostería.

## 5.4 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

El diseño de estructuras de mampostería resistente a sismos por el método de esfuerzos de trabajo, no es muy apropiado a menos que la estructura se diseñe para el verdadero nivel de fuerzas, pues en caso de que las excitaciones sísmicas sobrepasen el nivel de esfuerzos esperado, el resultado es una falla frágil y súbita, indicando que más satisfactorio es un comportamiento que permita absorber mayores cantidades de deformaciones inelásticas, aún con un nivel de resistencia menor, fig 5.8.

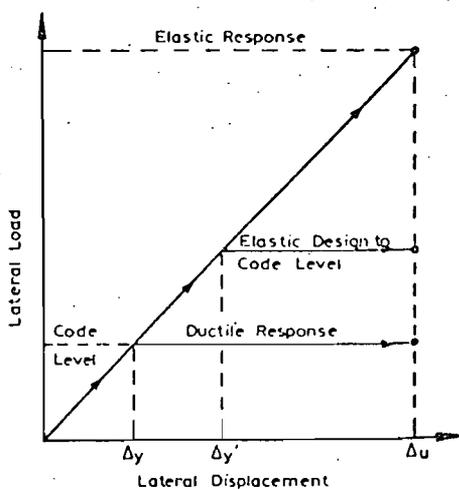


FIG. 5.8 Comparación de respuestas entre comportamientos elástico y dúctil (22).

La resistencia a flexión de un muro esbelto de mampostería y sección rectangular, se puede calcular en base a la misma fórmula encontrada para muros similares de concreto. Es decir, si estos tienen el refuerzo uniformemente distribuido y están sometidos a una carga axial  $N_u$ , tomada positiva para la compresión, se tiene:

$$M_u = 0.50 A_s f_y l_w \left( 1 + \frac{N_u}{A_s f_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

donde  $l_w$  es la longitud del muro, y 'c' es la distancia desde la fibra más comprimida al eje neutro de la sección.

Resultados experimentales ante carga monotónica concentrada en el extremo superior, han confirmado el rango de seguridad de la fórmula anterior con resistencias entre un 10% y 30% mayores a las predichas (9).

En el caso de carga axial despreciable, con área de acero dividida en dos grupos concentrados en cada extremo, y siendo 'd' - el peralte efectivo del muro, la fórmula anterior se puede escribir:

$$M_u \doteq 0.50 A_s f_y d$$

Si la cuantía de acero, también es pequeña, todo el refuerzo fluirá y la resistencia prácticamente es la misma, ya sea que el refuerzo esté concentrado en los extremos o este uniformemente distribuido.

Sin embargo, grandes cantidades de refuerzo concentrado en los extremos del muro crean problema de adherencia, anclaje e inestabilidad; mientras que la distribución uniforme de refuerzo, sujeta mejor las unidades a través de todas las juntas horizontales, e inclusive se logra disipar aceptablemente movimientos sísmicos moderados.

En el diseño se usa un factor de reducción de resistencia por flexión, entre 0.7 y 0.85, para tomar en cuenta la calidad de la mano de obra, la falta de exactitud en las dimensiones finales y en la resistencia de los diferentes componentes de la mampostería.

Para el diseño a cortante de muros de mampostería, al igual que en muros de concreto, es necesario considerar el incremento que le causa la sobrerresistencia por flexión, debida al endurecimiento por deformación del acero. Un 25% de incremento a la resistencia debido a este fenómeno, representa un valor razonable.

Si al factor de sobrerresistencia se le añade un factor de 0.7 por reducción de capacidad en flexión, y además teniendo presente un factor de 0.85 para la reducción de capacidad al cortante, el área requerida de acero horizontal está dada por la siguiente fórmula, donde 's' es la separación vertical y 'd' es el peralte efectivo (9):

$$A_v = 2.1 \frac{Vs}{f_y d}$$

Se tomará en cuenta también, el efecto de los modos superiores en muros esbeltos, ya que los análisis dinámicos arrojan cortantes superiores a los predichos por un análisis estático.

Definitivamente, si una mampostería ante cargas sísmicas no es diseñada para resistir tal embate elásticamente, debe suponerse que no coopera con esfuerzos cortantes. Los resultados de mampostería sin refuerzo ante carga lateral han indicado una variabilidad muy grande que hacen impredecible y desconfiable su resistencia al esfuerzo cortante.

Para resistir los esfuerzos cortantes, el refuerzo vertical por flexión ayuda a contribuir mediante acción dovela con cerca del 30% del absorbido por igual cantidad de refuerzo horizontal, además, empieza a actuar únicamente cuando se han producido apreciables desplazamientos horizontales entre las partes superior e inferior de una fisura típica de tensión diagonal. En cambio si el acero se coloca horizontalmente, absorberá en forma directa. Tales diferencias se aprecian en la fig 5.9.

Para evitar que la ductilidad estimada no sea interrumpida por una falla frágil de adherencia, hay que tener ciertas precauciones: tales como jamás usar varillas lisas; no colocar más de una varilla en cada cavidad de las piezas; no traslapar por ninguna circunstancia el refuerzo horizontal dentro de la posible zona de articulación plástica; para mampostería de unidades hue

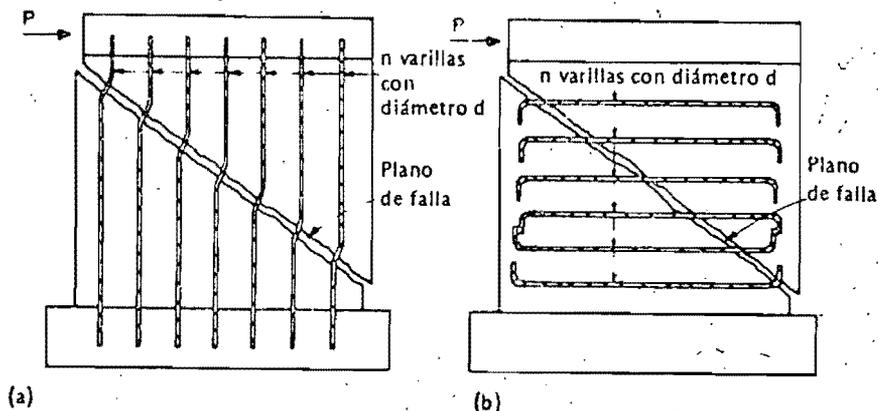


FIG. 5.9 Eficacia relativa para resistir cortante: (a) mediante acción espiga, (b) mediante tensión (9).

cas reforzadas, el diámetro de la varilla será a lo sumo la décima parte del espesor del muro, mientras que en mampostería rellenas de mortero reforzado, el diámetro de las varillas será menor o igual a  $\frac{1}{4}$  del núcleo relleno; finalmente, el refuerzo horizontal se enganchará a las varillas verticales extremas, con cualquiera de los criterios de la fig 5.10. En los casos comunes, es imposible evitar el translapo de varillas verticales; en tal situación se proporcionará una longitud de desarrollo igual o mayor a 50 cm y que cumpla además con la siguiente relación (9):

$$l_d \geq 0.0145 f_y d_b ; \text{ (cm)}$$

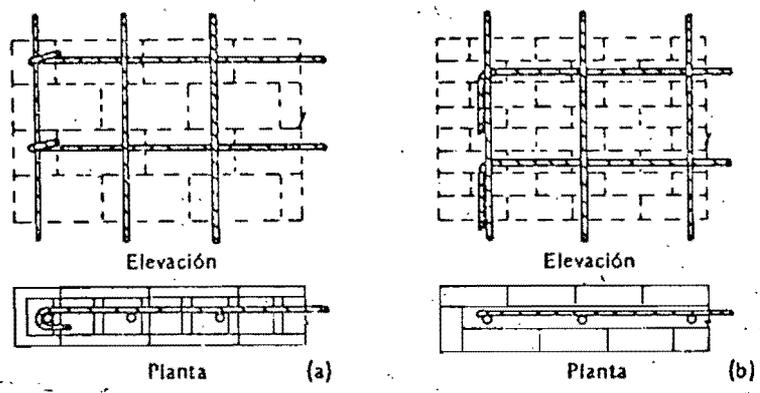


FIG. 5.10 Anclaje horizontal del refuerzo por cortante: (a) ganchos alrededor de varillas verticales en muros de mampostería de piezas huecas reforzadas, (b) doblado vertical en mampostería con relleno de mortero reforzado (90).

## 5.5 DUCTILIDAD

El concepto de ductilidad ha tomado ahora gran importancia, - pues la nueva filosofía del diseño sismorresistente es crear tipos constructivos y técnicas de detallado, que permitan aumentar esta propiedad en la mampostería.

La ductilidad disponible en un muro estructural de mampostería depende de muchos factores, entre ellos de la deformación unitaria ante carga última de compresión y de la resistencia al aplastamiento con las cuales varía directamente; la relación en cambio es inversa con la cuantía de refuerzo, con el esfuerzo de fluencia del acero y con la carga axial (23). En la fig 5.11 se presentan para efectos comparativos, curvas carga-deformación para muros de mampostería reforzada sometidos a carga cíclica reversible, presentando fallas por corte y por flexión. Obsérvese la superioridad en capacidad de deformación y en absorción de energía cuando la flexión es la que gobierna el comportamiento.

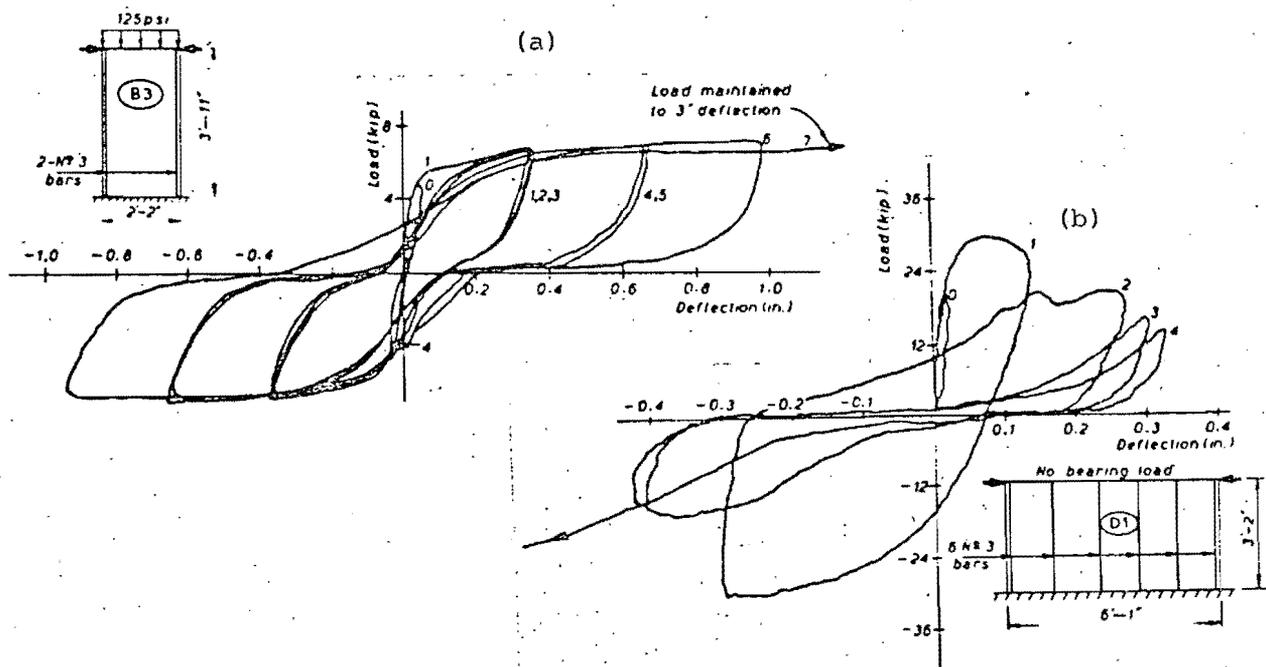


FIG. 5.11 Curvas carga-deflexión para muros de mampostería reforzada con: (a) falla por flexión, (b) falla por corte (34).

A pesar de que los muros de mampostería han demostrado mucha - sensibilidad a los sismos debido a su gran rigidez y fragilidad, han demostrado que con refuerzo y confinamiento adecuado pueden incrementar su capacidad de deformación apreciablemente y aún - sostener cargas posteriores al fisuramiento principal.

El concepto en que se basa la reducción de fuerzas sísmicas depende de la ductilidad de las estructuras. En la mampostería, - dada su naturaleza frágil y la gran cantidad de variables que - influyen en las propiedades que llevan a diseñarlas con fuerzas sísmicas más altas que las correspondientes a otros materiales. En caso de prever la ocurrencia de una falla elásticamente el embate sísmico. Por otro lado, estudios probabilísticos (34) - han demostrado que la probabilidad de falla en una estructura a base de mampostería llega a ser mayor que en las de concreto; - este hecho también se encuentra reflejado indirectamente en el pequeño factor de reducción por ductilidad.

Definitivamente la ductilidad que es lograda en muros estructu<sup>u</sup>rales de mampostería ante carga lateral, es inferior a la obteni<sup>i</sup>ble en el caso de muros de concreto (33). No obstante se puede mejorar la capacidad de deformación al cumplirse con los requi<sup>i</sup>sitos mencionados anteriormente. Es así por ejemplo, que se per<sup>u</sup>mite un factor de reducción de 2 para el caso de muros de mam<sup>u</sup>postería a base de piezas macizas y confinados por columnas, vi<sup>i</sup>gas, dalas o castillos; si la mampostería es de piezas huecas - solamente se acepta un factor de ductilidad de 1.5; y en caso - de no cumplir con lo antedicho el diseño se hara elásticamente.

Se recomienda (9) que en ausencia de algún Código que regule - los requisitos de diseño y construcción en muros de mampostería, se tome por coeficiente sísmico de cortante basal al existente para muros de concreto pero multiplicados por un factor de 1.2 en el caso de que el nivel de esfuerzos cortantes asociado con la sobrecapacidad a flexión sea hasta de  $12.6 \text{ Kg/cm}^2$ . El factor se incrementará linealmente hasta 2.4 para esfuerzos cortantes

de 21 Kg/cm<sup>2</sup>. Al respecto el Reglamento de Nueva Zelanda: DZ42-10, transmitido parcialmente en la ref 22, considera para mampostería, un incremento constante del 20% sin importar el nivel de esfuerzos cortantes.

En la ref 22 viene una ponencia interesante para la aplicación de un coeficiente de reducción por ductilidad en estructuras de mampostería reforzada. Se basa primero en que para especificar las cargas laterales por sismo, el código respectivo, usa un coeficiente basal para 10% de amortiguamiento y reducido por un factor de 4. Posteriormente a este coeficiente se le afecta por otro que depende del material: 'M', y para el caso de mampostería se usa M = 1.2. Otro de los coeficientes de interés es: 'S' el cual depende del sistema estructural usado, y es aquí, donde entra la sugerencia.

El factor 'S' depende del tipo de falla esperado y del número de pisos. Por ejemplo, para muros diafragma adecuadamente reforzados y con buen trabajo en conjunto entre mampostería y marco, y con un modo de falla por flexión, se adopta un valor de S = 1.6. En caso de que el modo de falla preveido corresponda a compresión diagonal o a corte como es más común, se especifica un factor mínimo de 2.4. Para edificios de varios pisos se toma S = 4 a menos que un análisis detallado indique que resultará una ductilidad equivalente en cualquier piso, a aquella con S = 2.4 de estructura con un solo nivel, en este caso se proporciona la relación:

$$S = \frac{4n}{n + 0.67} \quad ; \quad n = \text{número de pisos.}$$

El intervalo de aplicación de la anterior relación se encuentra entre S = 2.4 y S = 4, el último valor corresponde a la frontera superior, es decir a la respuesta elástica. Así por ejemplo, para n = 2, 5, 10, 20 pisos, se tiene un valor de S = 3.0, 3.5, 3.7, 3.9 respectivamente. Ahora bien, recordando la parte ante-

rior, el factor de ductilidad por desplazamiento puede representarse como:  $U = 4/S$ , y si se toma en cuenta el factor de material  $M = 1.2$ , se tienen para el número de pisos anteriores, los valores de  $U = 1.6, 1.4, 1.3, 1.2$ .

Los anteriores valores de reducción por ductilidad son equiparables en concepto al factor 'Q' usado en el Reglamento del D.F. (33) y mencionado anteriormente. Como se ve, castigan demasiado los coeficientes de la ref 22 respecto a los de la ref 33, en lo que se refiere al aprovechamiento de la ductilidad en mampostería bien reforzada.

La ref 33 recomienda también, que para aplicar los coeficientes dados por la relación anterior, la mampostería debe ser adecuadamente reforzada. El meditar sobre los valores anteriores indica que arriba de los 20 niveles, el diseño de mampostería se hace prácticamente para que responda dentro del rango elástico.

El valor anterior de 20 niveles bien podría indicar una frontera superior para la construcción con mampostería reforzada en base a la relación anterior (22); pero el asunto es en sí más complicado, porque también influyen otras variables como son la resistencia de las piezas disponible comercialmente, la posible resistencia de la mampostería, el tipo de refuerzo usado, la intensidad de la excitación sísmica esperada e incluso razones arquitectónicas.

De lo anterior se concluye, que no se puede aplicar un número como indicativo de frontera superior para edificios altos de mampostería en zonas sísmica. Se debe efectuar entonces, mediante todas las recomendaciones existentes para mampostería, una evaluación completa incluyendo las diferentes variables, y en conjunción con el aspecto económico, analizar si la respuesta obtenida es adecuada o debe ser reemplazada por otra estructura o por otro material.

## 5.6 EFECTO DEL CONFINAMIENTO POR PLACAS

En las mamposterías a base de piezas huecas reforzadas, que fallan por compresión en uno de los extremos, se observan fisuras verticales que dividen al muro en delgados voladizos inestables, incapaces de transmitir cortante y de confinar al refuerzo vertical. Cuando la resistencia de las piezas es pequeña, generalmente la falla a compresión indica aplastamiento de las piezas y el proceso termina con una explosión de la esquina inferior o con un pandeo del refuerzo en la misma región. La secuencia de falla descrita tiene todas las características de ausencia de ductilidad.

Quando los cálculos indican que la ductilidad demandada a la mampostería es mayor que la disponible, tres soluciones saltan a la vista: Primero, bajar el coeficiente de reducción de ductilidad para incrementar las fuerzas, lo cual no es muy adecuado porque generan mayor cuantía de refuerzo vertical para lograr absorber los momentos incrementados, y es sabido que mayores cuantías traen consigo menores ductilidades. Segundo, aumentar la resistencia a la compresión de la mampostería; es una buena solución si existiese la facilidad y posibilidad de conseguir dicho incremento. Tercero, confinar por medio de placas delgadas las piezas más comprimidas, que impedirían el desplome de las unidades fisuradas y el pandeo del refuerzo vertical más comprimido.

La última opción consiste en colocar placas inoxidables de forma semejante a la pieza y situadas entre el mortero de las juntas horizontales haciendo las veces de estribos para el refuerzo vertical. Este proceso no se puede optimizar al máximo cuando se usan bloques de concreto, pues su gran altura limita el espaciamiento de las placas. Véase un ejemplo de su aplicación en la fig 5.12. De preferencia las placas deberán llevar perforaciones circulares dispersas para mejorar la adherencia entre estas y el mortero.



FIG. 5.12 Placas de confinamiento para muros de mampostería: (a) en mampostería con relleno de mortero reforzado, (b) en mampostería de piezas huecas reforzadas (9).

En investigaciones hechas por Priestley (21,22,23) sobre muros de sección rectangular, se estima que la capacidad de deformación al usar placas de confinamiento es al menos 3 veces mayor que cuando no existen dichas placas. Dicha investigación se hizo sobre bloques de concreto, y los cálculos de la ductilidad se basaron en una curva impuesta: esfuerzo-deformación para la mampostería no confinada, similar a la del concreto simple, en la cual corresponde una deformación unitaria de 0.0015 para el máximo esfuerzo, y de 0.0025 para la deformación unitaria última; valores que fueron confirmados experimentalmente.

Al usar placas espesor de 3.0 mm para confinamiento, se lograron deformaciones unitarias últimas de 0.008, y la ductilidad se mejoró al menos en 3 veces más, fig 5.16. Para lograr tal ventaja, es necesario colocar las placas verticalmente hasta una altura que cubra la posible zona de articulación plástica. Ensayes con alturas reforzadas del 58% de la longitud  $l_w$  del muro, demostraron buen funcionamiento. Horizontalmente se colocarán hasta no menos de 60 cm ni del 70% de la profundidad del eje neutro en la resistencia última.

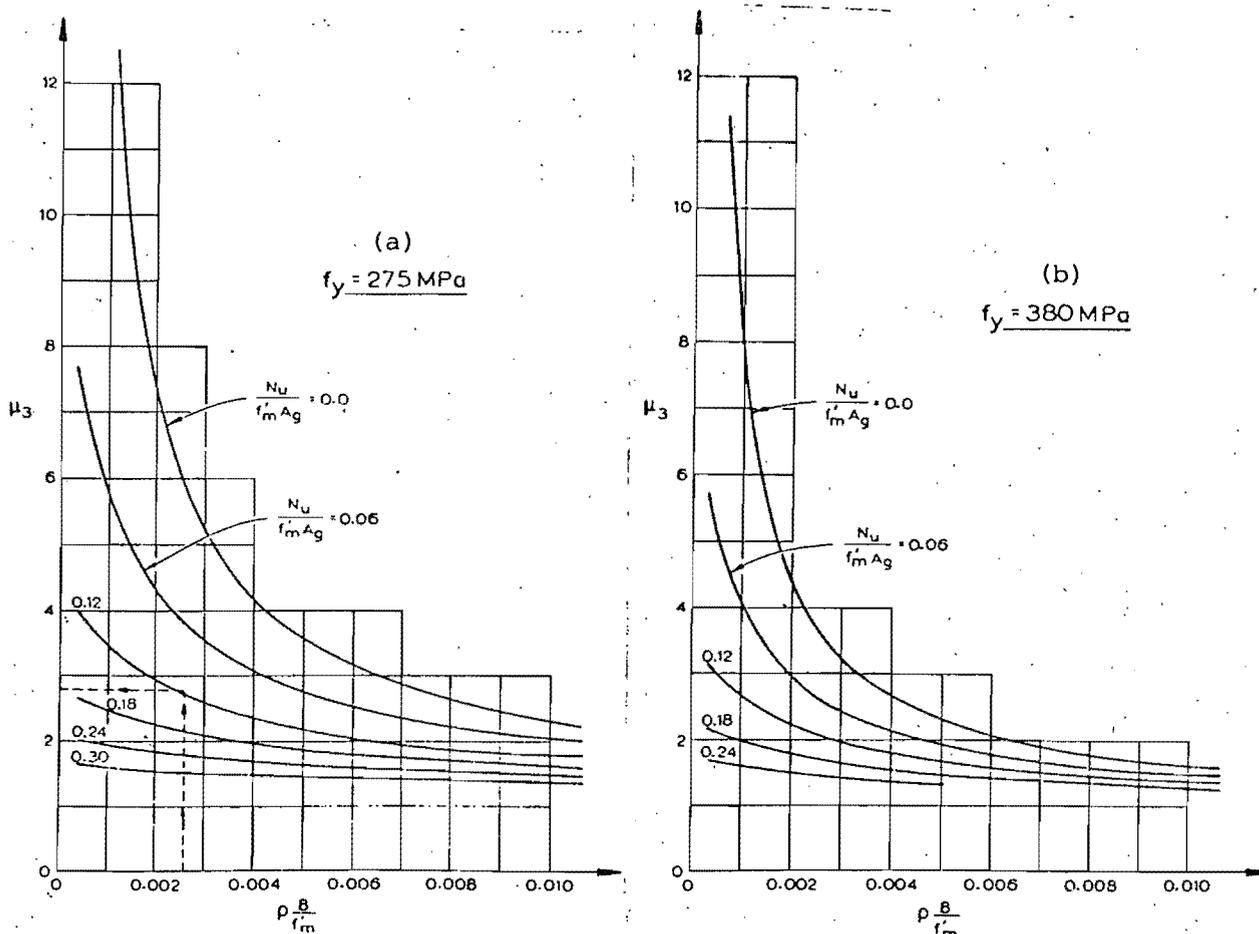


FIG. 5.13 Ductilidad en muros de mampostería con relación de aspecto de 3:  
 (a)  $f_y = 275$  MPa, (b)  $f_y = 380$  MPa (23).

En la investigación Priestley comprobó, que independientemente de que tenga o no placas de refuerzo, se produce una gran caída de ductilidad por causa del incremento de carga axial, del aumento de la cuantía de acero y por el aumento del límite de fluencia del acero. Se demuestra también que una mayor resistencia a la compresión de la mampostería es benéfica para la ductilidad. Para una mejor apreciación se reproducen varias gráficas de las refs. 21 y 23 en las figs. 5.13 y 5.14.

Las curvas anteriores se sacaron para muros con relación altura/longitud de 3. En la fig 5.15 se muestra una curva que generaliza los valores de ductilidad para cualquier relación de aspecto comprendida entre 0.5 y 10. Se aclara además que los resultados

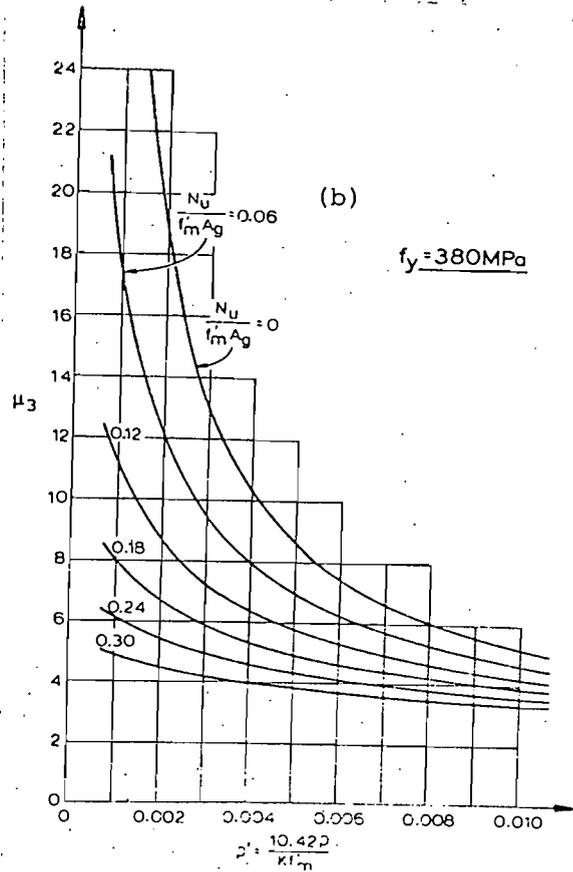
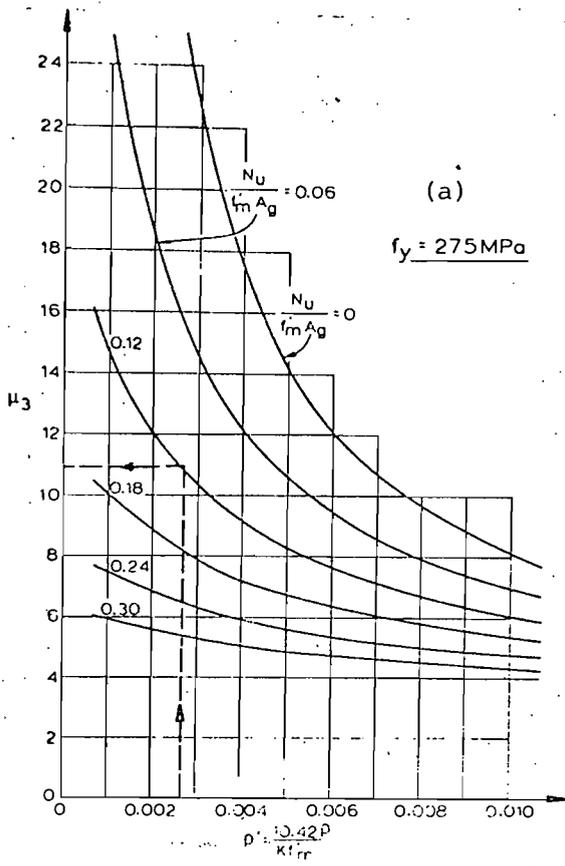


FIG. 5.14 Ductilidad en muros de mampostería confinada con relación de ad-  
pecto de 3: (a)  $f_y = 275 \text{ MPa}$ , (b)  $f_y = 380 \text{ MPa}$  (21).

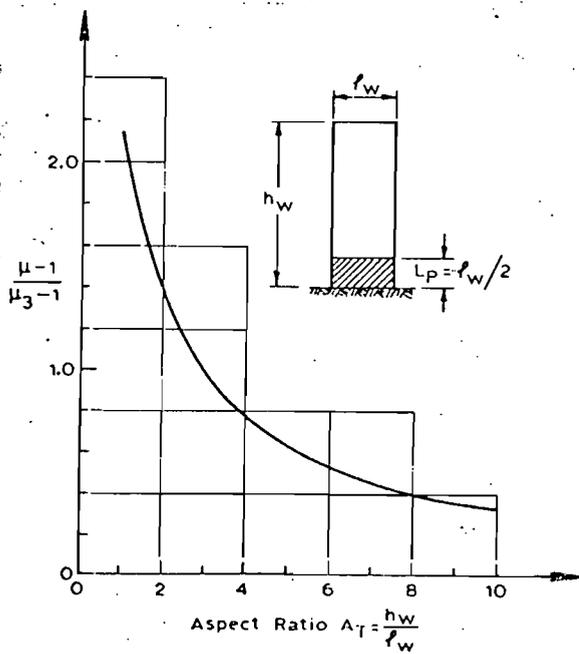


FIG. 5.15 Factor de corrección para la relación de aspecto de muros (21).

son estrictamente aplicables para el material usado, y aunque - la curva esfuerzo-deformación de otros materiales es semejante, se necesitan ensayos adicionales para delimitar su rango de aplicación.

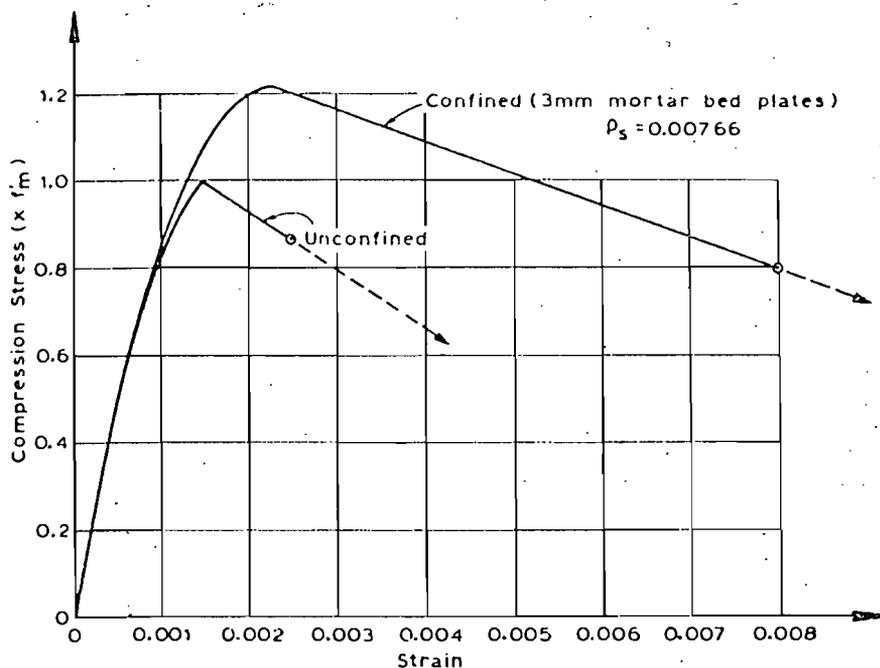
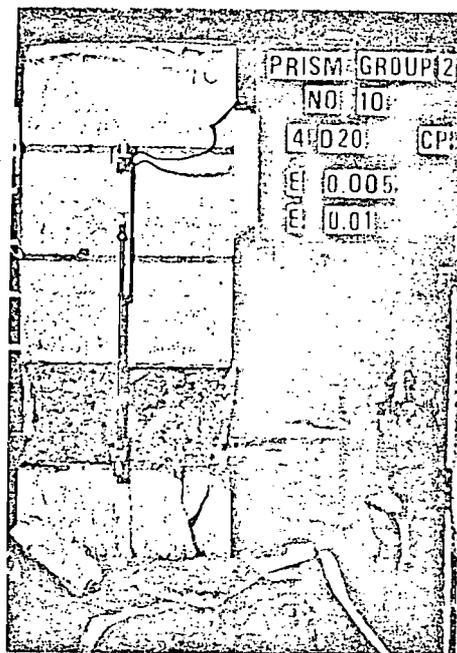


FIG. 5.16 Curvas esfuerzo-deformación en muros de mampostería con  $f'_c = 16 \text{ MPa (23)}^m$ .



(a)



(b)

FIG. 5.17 Fallas típicas en prismas de mampostería: (a) no confinada, (b) confinada (23).

El uso de placas de acero en la forma especificada (21,22,23), provoca una mejora de comportamiento muy recomendable para ser usadas en zonas de sismicidad elevada. Las diferentes curvas es fuerza-deformación se aprecian en la fig 5.16. El estado final de falla en muros de mampostería se aprecian en la fig 5.17 para mampostería no confinada y confinada; es visible en mayor es tado de destrucción en la mampostería que carece de confinamiento.

## 5.7 APLICACIONES

Se hará en esta parte la presentación de pequeños ejemplos que ayudarán a proporcionar, junto con la teoría de comportamiento de mampostería desarrollada en este capítulo, criterios sobre el límite de utilidad de la mampostería en edificios altos de zonas sísmicas.

Así por ejemplo, en la ref 9 se presenta el resultado de un análisis inelástico, tomando en cuenta deterioro de rigidez, sobre una estructura de mampostería con período fundamental de 0.43 seg. Dicha estructura fue sometida al registro de la componente NS del sismo de El Centro en 1940 con un amortiguamiento supuesto de 5% del crítico y se encontró una demanda de ductilidad por desplazamiento aproximada de 4.

En edificios relativamente altos y situados en áreas sísmicas, siempre es de esperarse que si poseen mampostería estructural, ésta sea reforzada. Ejemplo de tal aplicación son las 'Park Lane Towers', Denver-Colorado, que es un edificio de 20 niveles fabricado a base de mampostería de 25 cm de espesor con relleno reforzado en los dos sentidos (34).

En la literatura existente sobre el tema, se ha encontrado también otros ejemplos de aplicación de edificios sismorresistentes a base de mampostería: el edificio 'Catamaran Hotel' de 15 niveles en San Diego-California, construido a base de mampostería reforzada de 20 cm de espesor. El edificio de 12 niveles -

'Park Mayfair East' en Denver-Colorado. En Nueva Zelanda los -  
'Millbrook Apartaments' son edificios de 9 niveles y su estruc-  
tura es a base de relleno reforzado.

Otra muestra de aplicación de este sistema estructural es el -  
'Oak Center Tower' un edificio de 11 niveles ubicado en Oakland  
California; su construcción fue hecha a base de muros estructu-  
rales de mampostería, cuyas piezas son bloques de concreto re--  
forzado.

**6 CONCLUSIONES**

En vista de que la obtención de ductilidad en una estructura que de alguna manera incluya muros rigidizantes, no es cuestión de pocas recomendaciones fácilmente enumerables, y en vista de que mas bien este fin se apoya, en toda una teoría de diseño y construcción, a más de necesitarse un sólido criterio sobre estructuración, no se pretende en el presente capítulo recetar el proceso de diseño óptimo de muros estructurales, pues se caería en el error de transcribir gran parte de los capítulos anteriores. Por tanto, sin entrar en detalles y desarrollos, sólo se mencionarán los principales criterios que fijen de una manera general las bases sobre las que se asienta el diseño óptimo de estructuras con muros rigidizantes.

El uso de muros estructurales, es recomendable si el análisis demuestra desplazamientos laterales excesivos en ausencia de ellos, pues su función principal es absorber la mayor parte del cortante sísmico e incrementar grandemente la rigidez lateral, de tal manera que entonces, se minimicen los daños no estructurales, daños en juntas de unión entre vigas y columnas y los efectos de segundo orden.

Inspecciones sobre daños estructurales posteriores a terremotos, revelan que el incremento del área por piso de muros estructurales bien diseñados, bien localizados y bien construidos, se traduce en menor daño estructural y no estructural.

No se debe pensar que la eficiencia de los muros estructurales - ante excitaciones sísmicas, ocurre con la sola inclusión de este elemento dentro de una estructura. Su uso requiere de una teoría que dé criterios para ubicarlos en posiciones ventajosas, que dé el procedimiento necesario para evaluar la redistribución de - fuerzas nacidas de la interacción con otros elementos estructura les, y que proporcione las herramientas indispensables para conferir a muros y estructura, resistencia y ductilidad ante las so licitaciones esperadas. Esto es, sólo con análisis y diseño esme rados, se justifica su empleo, de lo contrario, los errores que pueden surgir de su uso ciego, inclusive agravaría el comporta miento de la estructura sin muros.

El límite de la utilización óptima de algún sistema estructural con muros, no está regido por un criterio único ni mucho menos - de simple aplicación, sino mas bien, diferentes análisis deben - proporcionar la pauta para escoger algún otro sistema estructu ral, con comportamiento comprobado más adecuado fuera del inter valo de uso del primero, en cuanto a ductilidad, rigidez, resis tencia y deterioro estructural, donde además debe tomarse en - cuenta el punto de vista económico.

El diseño de un muro es el mismo ya sea que este en voladizo, in terconectado con marcos, o acoplado con otros muros. Las diferen cias radican únicamente en el efecto que estos causan sobre el - resto de la estructura y en el diseño de los diferentes elemen tos de acoplamiento.

En cuanto al diseño mismo del muro, se tienen incrementos apre ciables de resistencia y ductilidad cuando se concentra en las - vecindades de las fibras más esforzadas, todo el refuerzo en ex ceso del mínimo requerido por flexión. Se especifica que dicha - cuantía mínima sea de 0.0025. Además, una cuantía igual para re fuerzo transversal, permite desarrollar plenamente la resisten cia a la flexión de muros estructurales esbeltos, sin que ocurra falla prematura o por cortante.

El diseño a flexión para muros estructurales, se puede guiar por medio de la sección 10.2 del Reglamento ACI-318-83, y el diseño por cortante en la sección 11.10 del mismo Reglamento. Es recomendable en las zonas de posible articulación plástica, despreciar la contribución del concreto para resistir cortante y el efecto favorable de la carga axial sobre la resistencia al corte cuando ésta es menor que  $0.1f'_c$ . Especial cuidado se tendrá al diseñar por corte muros cuyas secciones incluyan patines debido al elevado nivel de esfuerzos cortantes que se producen en el alma del muro.

Al diseñar por corte, se debe tomar en cuenta los efectos de la sobrerresistencia por flexión, debidos al endurecimiento por deformación del refuerzo, y los posibles efectos de magnificación dinámica, en caso de muros esbeltos con grandes períodos.

El confinamiento del refuerzo principal es de vital importancia para garantizar que no se pandee prematuramente, para que exista perfecta interacción entre alma y patin en caso de secciones no rectangulares, para que el concreto fisurado se mantenga dentro del núcleo, y para evitar un deterioro estructural significativo.

La principal preocupación al efectuar un diseño sismorresistente de muros estructurales, debe ser el proporcionales un comportamiento dúctil y con la mayor cantidad posible de amortiguamiento histerético estable. Así, los muros deben ser diseñados para que su comportamiento histerético y su mecanismo de falla sean gobernados por la flexión.

Un buen diseño de muros ante cargas cíclicas reversibles como son las sísmicas, pueden mantener la demanda de resistencia y ductilidad en los niveles esperados, pero en cambio el fenómeno de caída de rigidez es inevitable. Entonces, la tendencia del diseño también estará encaminada a minimizar el deterioro de rigidez.

En caso de muros con agujeros, es necesario, para contrarrestar la disminución del área resistente y la concentración de esfuerzos, aumentar refuerzos sobre el convencional, alrededor de ellas. La inclusión es preferible hacerla mediante varillas diagonales ubicadas en las esquinas que a base de varillas paralelas a los lados. Las áreas de agujeros mayores al 4% del área del muro, en el respectivo nivel, causan problemas a la ductilidad natural de los muros; razón por la cual el factor de reducción por ductilidad con valor de 4 perfectamente alcanzable debe reducirse.

Problemas adicionales que siempre deben chequearse, son el de la inestabilidad lateral, el de juntas constructivas y el de una cimentación adecuada. En cuanto a la cimentación, necesariamente se diseñará para comportamiento elástico, en caso de que se prevea la formación de articulaciones plásticas en la base de los muros, como es el caso más común; se tomarán en cuenta también, los posibles efectos causados por la sobrerresistencia a flexión del muro en la cimentación.

La reparación de muros indica que se pueden recobrar los niveles iniciales de resistencia y ductilidad, pero en cambio, la rigidez invariablemente presenta una caída del orden del 50%. El nuevo valor de rigidez debe incluirse en un análisis adicional de la estructura para observar el tipo de cambios ocurridos y que otra solución es factible.

Dada la gran hiperestaticidad de los muros acoplados, éstos representan un sistema estructural mucho más eficiente que el de muros en voladizo, en caso de que se logre desarrollar el mecanismo de falla preestablecido. El mecanismo de falla deseado y buscado es un par de articulaciones plásticas en los extremos de cada viga de acoplamiento y una articulación plástica en la base de cada muro. La jerarquía conveniente en este desarrollo indica que primero se formará en las vigas críticamente situadas, continuando el resto de vigas y finalmente en los muros.

Como en muros acoplados, es más eficiente resistir el momento externo mediante las fuerzas axiales de los muros 'T', que operan con un brazo de palanca 'L', en lugar de hacerlo con los momentos internos ' $M_1$ ' y ' $M_2$ ', se deben procurar secciones 'I' o secciones 'Canal', tales que desplacen sus respectivos centros de gravedad hacia sus extremos, con miras de incrementar el brazo de palanca, y por ende, la resistencia correspondiente a 'TL'.

El armado tradicional en vigas de acoplamiento peraltadas, demuestra considerable degradación de rigidez, poca capacidad para absorber energía e incluso no se alcanza la resistencia a flexión prevista por los cálculos por interponerse una falla a cortante, aún en casos en que existe sobrediseño por corte. Por tanto, la interacción entre corte y flexión, anula el uso de la teoría de Whitney para la flexión.

La superioridad de las vigas peraltadas de acoplamiento y reforzadas diagonalmente, es marcada respecto a las armadas tradicionalmente. Investigaciones en el tema indicaron ductilidades del orden de 12 para aquellas con refuerzo diagonal y de 3 para aquellas con refuerzo tradicional. Además, en las primeras se logra sobrerresistencia a flexión, mientras que en las otras se anteponen una falla frágil por cortante a la resistencia teórica, y lográndose únicamente el 85% de la prevista.

Es muy dudosa la colaboración de losas para la resistencia ante cargas laterales de muros acoplados que carecen de vigas, y más bien la atención en este caso, se enfocará a tratar de disminuir los posibles daños en la misma, ante sismos moderados.

El uso de mampostería no reforzada en zonas sísmicas, definitivamente debe erradicarse en su totalidad para edificios de relativa altura, debido a la fragilidad de este elemento, y de usarse, se hará solo y exclusivamente en construcciones de poca altura, sin ofrecer reducciones por ductilidad, estimando razonablemente las intensidades de las acciones e incluyendo adecuados coefi --

cientes de seguridad que garanticen en todo momento, respuesta elástica por ductilidad.

Al usar mampostería con piezas huecas, es preferible el uso de aquellas con orificios pequeños, para así mejorar su adherencia y su capacidad de deformación y disminuir la degradación de rigidez. La práctica de rellenar las piezas huecas para mampostería sismorresistente, trae consigo un incremento en la resistencia de la mampostería ante esfuerzos cortantes del orden del 30%, además, la mayor área que se le provee de esta manera, permite soportar mayores cargas. Otros efectos benéficos del relleno de huecos son, la mayor estabilidad la menor degradación estructural y el desaparecimiento de la falla súbita.

En mampostería de unidades huecas reforzadas, o de relleno de mortero reforzado, es recomendable añadir placas de confinamiento en las zonas de posible articulación plástica con lo cual se logra incrementar hasta en 3 veces la capacidad de deformación por compresión.

No se puede aplicar un solo número como indicativo de frontera superior para los niveles de edificios altos de mampostería en zonas sísmicas. El asunto es en sí más complicado, pues se debe efectuar, usando todas la recomendaciones existentes para mampostería, una evaluación completa que incluya las diferentes variables, y en conjunto con el aspecto económico, se analizará si la respuesta obtenida es adecuada o debe ser reemplazada por otra estructura o por otro material.

De los resultados presentados por las diferentes investigaciones sobre el tema, se concluye que la idea generalizada de fragilidad aplicable a muros rigidizantes, no debe incluir a todos los tipos de muros, y que si las estructuras poseen este tipo de elementos diseñados de acuerdo al contenido del presente trabajo, se puede aplicar con confianza, un coeficiente de reducción por

ductilidad con valor de 4, si son esbeltos y de concreto reforzado. Para el caso de mampostería, se usará a lo mucho un factor de dos si los tabiques son sólidos y de 1.5 si son huecos.

1. C. Allen, L. Jaeger, V. Fenton, 'Ductility in Reinforced Concrete Shear Walls', ACI-SP36-6, 1973.
2. A. Cárdenas, D. Magura, 'Strenght of High-Rise Shear Walls- Rectangular Cross Section', ACI-SP36-7, 1973.
3. Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI-318-83.
4. A. Cárdenas, J. Hanson, W. Corley, E. Hognestad, 'Design Provisions for Shear Walls', ACI Journal/March 1973.
5. T. Paulay, R. Williams, 'The Analysis and Design of and the Evaluation of Design Actions for Reinforced Concrete Ductile Shear Wall Structures', Bulletin of NZNSEE, Vol - 13, No 2, June 1980.
6. T. Paulay, 'Earthquake-Resisting Shearwalls-New Zeland Design Trends', ACI Journal/May-June 1980.
7. T. Paulay: 'Some Aspects of Shear Wall Design', Bulletin of NZNSEE, Vol 5, No 3, September 1972.
8. R. Park, T. Paulay: 'Estructuras de Concreto Reforzado', Limusa-México-1980.
9. E. Rosembueth (Editor): 'Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos', IMCYC-México-1982.
10. D. Dowrick: 'Earthquake Resistant Design, a Manual for Engineers and Architects', J. Wiley and Sons-Great Britain-1978.
11. A. Fiorato, R. Oesterle, W. Corley: 'Behavior of Earthquake Resistant Structural Walls Before and After Repair', ACI Journal/September-October 1983.
12. W. Goodsir, T. Paulay, A. Carr: 'A Study of The Inelastic Seismic Response of Reinforced Concrete Coupled Frame-Shear Wall Structures', Bulletin of the NZNSEE, Vol 16, No 3, September 1983.

13. T. Paulay: 'An Elasto-Plastic Analysis of Shear Walls', - ACI Journal/November 1970.
14. T. Paulay: 'Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear - Walls', Journal of the Structural Division-ASCE, March - 1971.
15. T. Paulay: 'Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams', Journal of the Structural Division-ASCE, September 1971.
16. T. Paulay, J. Binney: 'Diagonally Reinforced Coupling -- Beams of Shear Walls', ACI-SP42-26.
17. I. Armstrong: 'Design of Shear Walls for Seismic Resisten ce', Bulletin of the NZNSEE, Vol 10, No 1, March 1977.
18. T. Paulay, R. Taylor: 'Slab Coupling of Earthquake-Resis- ting Shearwalls', ACI Journal/March-April 1981.
19. M. Finte: 'Handbook of Concrete Engineering', Van Nos -- trand Reinhold Company, 1974.
20. M. Fintel: 'Case Study of Aseismic Design of a 16 Story - Coupled Wall Structure Using Inelastic Dynamic Analysis', ACI Journal/May-June 1982.
21. M. Priestley: 'Ductility of Confined Concrete Masonry -- Shear Walls', Bulletin of the NZNSEE, Vol 15, No 1, March 1982.
22. M. Priestley: 'Seismic Design of Masonry Buildings Back-- ground to the Draft Masonry Design Code DZ4210', Bulletin of the NZNSEE, Vol 13, No 4, December 1980.
23. M. Priestley: 'Ductility of unconfined Masonry Shear - Walls', Bulletin of the NZNSEE, Vol 14, No 1, March 1981.
24. Monograph on Planing and Design of Tall Buildings, SC-1, 1978.
25. 'Diseño y Construcción de Mampostería', Normas Técnicas - Complementarias del Reglamento del Distrito Federal, Ins- tituto de Ingeniería-UNAM, No 403, Julio 1977.
26. R. Meli: 'Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería', Instituto de Ingeniería-UNAM, Mayo 1979, No 352.
27. O. Hernandez: 'Recomendaciones para el Diseño y Construc- ción de Estructuras de Mamposteria', Instituto de Ingenie ría-UNAM, No 351, Marzo 1975.

28. R. Mayes, R. Clough: 'State of the Art in Seismic Shear Strength of Masonry an Evaluation an Review', University of California, October 1975.
29. R. Meli, O, Hernandez: 'Recomendaciones sobre el Empleo - de Mamposteria en Construcciones para Viviendas en Zonas Sísmicas', Ingeniería Sísmica 14, Enero-Abril 1976.
30. R. Meli: 'Control de Daños en Edificios con Muros de Mampostería', Ingeniería Sísmica 27, Agosto 1982.
31. O. Hernandez, R. Meli: 'Modalidades del Refuerzo para mejorar el Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería', Instituto de Ingeniería-UNAM, No 382, Diciembre 1976.
32. L. Esteva: 'Comportamiento ante Cargas Alternadas de Diafragmas de Mampostería Enmarcados por Miembros de Concreto', Ingeniería Sísmica 2, Diciembre 1966.
33. E. Bazan, R. Meli, 'Manual de Diseño Sísmico de Edificios', Instituto de Ingeniería-UNAM, D-18, Septiembre 1983.
34. Monograph on Planing and Design of Tall Buildings, CB-13, 1978.
35. R. Meli: 'Consideraciones sobre el Diseño Sísmico de Estructuras con Muros de Concreto', IV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Oaxaca-México-1975.
36. J. Binney, T. Paulay: 'Foundations for Shear Wall Structures', Bulletin of the NZNSEE, Vol 13, No 2, June 1980.
37. L. Robinson: 'Shear Wall of Limited Ductility', Bulletin of the NZNSEE, Vol 13, No 2, June 1980.
38. J. Benjamin, H. Williams: 'Behavior of One-Story Reinforced Concrete Shear Walls Containing openings', ACI Journal/November 1958.
39. M. Sozen: 'The Caracas Earthquake of July 29, 1967', ACI - Journal/Mayo 1968.
40. R. Taylor: 'Introduction to and Aims in the Design of Earthquake Resisting Shear Wall Structures', Bulletin of the NZNSEE, Vol 13, No 2, June 1980.
41. V. Bertero, E. Popov, T. Endo, T. Wang: 'Pseudo-Dynamic Testing of Wall Structural Systems', ASCE/EMD Specialty Conference, University of California, Marzo 1976.

42. PCA: 'Interacción Estructural en Marcos y Muros de Cortante', Limusa-México-1977.
43. F. Khan, J. Sbarounis: 'Interaction of Shear Walls and Frames', Journal of the Structural Division-ASCE, June 1964.
44. H. Beck: 'Contribution to the Analysis of Coupled Shear Walls', ACI Journal/August 1962.
45. Monograph on Planing and Design of Tall Buildings, CB-6, 1978.



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ING. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS,  
Coordinador de la Sección de  
Estructuras,  
P r e s e n t e

Tema de tesis sin valor en créditos que se propone el alumno ENRIQUE VILLACRESES GUERRERO, como parte de los requisitos para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, (Estructuras).

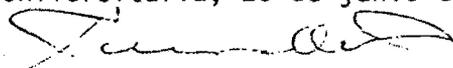
"Influencia de muros de rigidez en la respuesta de edificios altos sometidos a sismos".

El Ing. Villacreses, deberá discutir la influencia de muros de rigidez (de concreto o de mampostería), en la respuesta de edificios altos sometidos a sismos, desde el punto de vista de la ductilidad que se puede alcanzar y modificación en el comportamiento al interactuar con marcos de concreto reforzado, así como hasta donde pueden ser eficientes los muros de mampostería.

Puede encontrar bibliografía al respecto en las memorias de los congresos mundiales de Ingeniería Sísmica; en las revistas de ACI y del ASCE, - División Estructural, en las publicaciones de la Universidad de California, Berkeley y de Illinois; en las publicaciones de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, de la Sociedad Neozelandesa de Ingeniería Sísmica, en la monografía para la planeación y diseño de edificios altos, del ASCE y otras: -- más, que existen en nuestra biblioteca.

El tiempo para el desarrollo del tema será de 30 días.

A T E N T A M E N T E  
Cd. Universitaria, 28 de junio de 1984

  
ING. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

EVC/rpz.

*El desarrollo de este tema  
se entregará a los sinodales  
a más tardar el día 30 de  
julio de 1984*



*28 de junio 1984*