

### **3. INVESTIGACIONES RECIENTES**

En este capítulo se presentan las investigaciones encontradas en la bibliografía técnica de 1980 a la fecha y que se relacionan con el tema objeto de este trabajo; las referencias se han ordenado de acuerdo a la fecha de publicación en forma ascendente.

#### **3.1. Hernández Basilio Oscar (1980)**

##### *Resumen.*

Dentro de un programa de investigación dedicado a establecer criterios de diseño sísmico para estructuras con muros de concreto se realizó una etapa experimental que incluyó el ensayo de 22 muros ante cargas laterales repetidas. Los especímenes fueron de microconcreto y reproducían a escala muros de dimensiones típicas.

El objetivo de ese trabajo fue estudiar el comportamiento ante cargas repetidas en lo que se refiere a resistencia, rigidez, deformación y variación de estas propiedades con la repetición de ciclos de carga alternada, en situaciones en que la falla es debida al efecto de fuerza cortante.

La variable principal cuyo efecto se quiso estudiar fue la estructura del muro, es decir, la disposición de los elementos estructurales que lo refuerzan o lo confinan, como columnas o muros transversales en los extremos, así como el número de losas de piso que lo cruzan en su altura. El efecto de esas variables se estudió para dos relaciones de aspecto: 2 y 0.5.

Para reproducir el concreto se empleó un mortero con una resistencia nominal de  $300 \text{ kg/cm}^2$  y el refuerzo se obtuvo a partir de alambres comerciales sometidos a recocido para que presentaran una fluencia definida a un esfuerzo de aproximadamente  $3000 \text{ kg/cm}^2$ . Las corrugaciones para proporcionar la adherencia se lograron al someter los alambres a un proceso de grabado.

Los muros se desplantaron sobre una base rígida muy reforzada. En su extremo superior se reprodujo un tramo de losa de piso, a través de la cual se aplicó la carga lateral.

En la figs.3.1a a) y 3.1a b) se muestran las características principales de los distintos especímenes ensayados y las propiedades de los mismos en la tabla 3.1a.

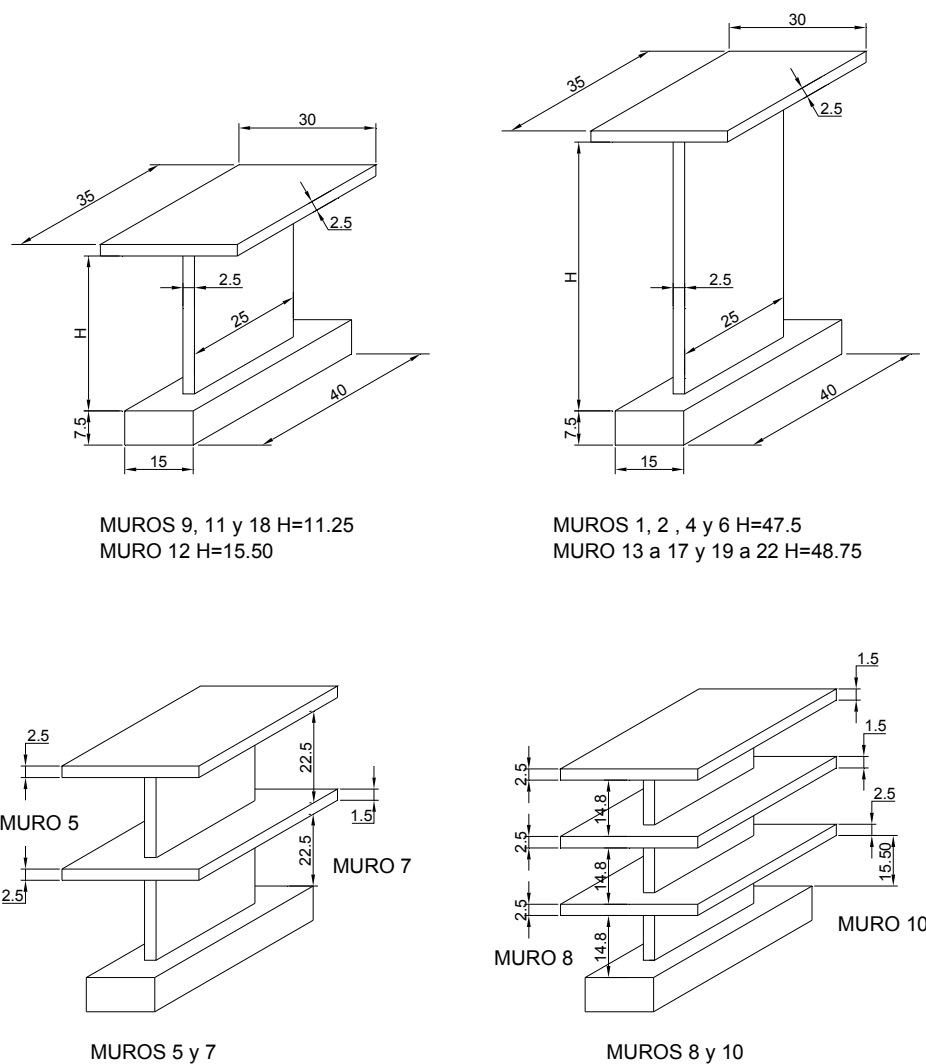
El refuerzo vertical y horizontal en el alma de los muros estuvo, en casi todos los casos, formado por alambres calibre 13 con esfuerzo nominal a la fluencia de  $3100 \text{ kg/cm}^2$  separados a una misma distancia.

El muro 1 contó solo con el refuerzo anterior, al resto de los especímenes se les colocó refuerzo vertical adicional en los extremos para evitar la falla por flexión. Este refuerzo adicional fue alambres estirados en frío y corrugados de 3/16 pulgadas de diámetro y con esfuerzo de fluencia nominal de  $6000 \text{ kg/cm}^2$ . En los muros 1 a 12 la posición de este refuerzo fue fijado con alambre pero no proporcionó confinamiento ni resistencia al corte en los extremos. Las columnas de los muros 13 a 21 contaron con estribos cumpliendo con el reglamento del D.F.

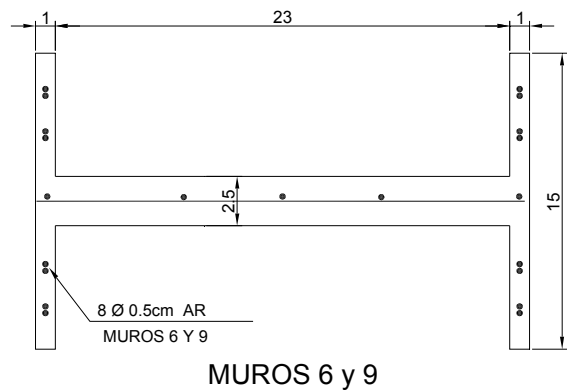
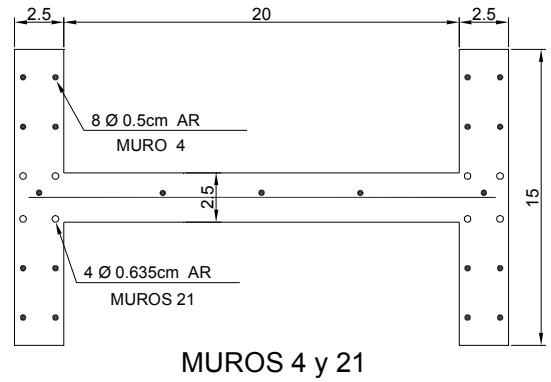
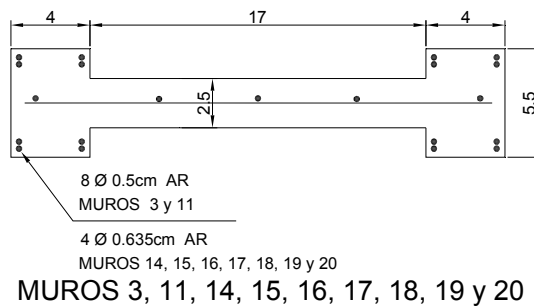
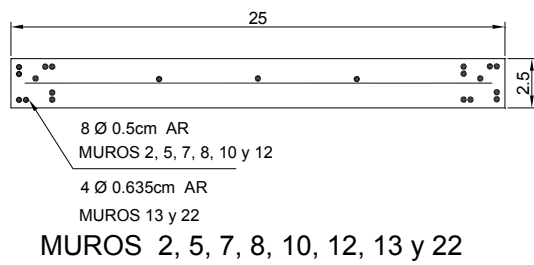
##### *Ensayo.*

Para el ensayo, el muro se colocaba en un marco de acero, al que se sujetaba su base mediante barras y ángulos de acero, y se acuñaba en ambos lados para evitar el levantamiento de las esquinas. La carga horizontal se aplicó con un gato de doble acción al que estaba acoplada una celda de carga; este dispositivo transmitió la carga al muro mediante un sistema de barras y placas que distribuían uniformemente la carga sobre la losa. La carga vertical se transmitió mediante un par de resortes que produjeron en el muro un esfuerzo axial aproximadamente uniforme. Este esfuerzo axial fue el mismo en todos los ensayos y su valor fue de  $22 \text{ kg/cm}^2$ , lo que representó aproximadamente 7% de la resistencia nominal del concreto utilizado.

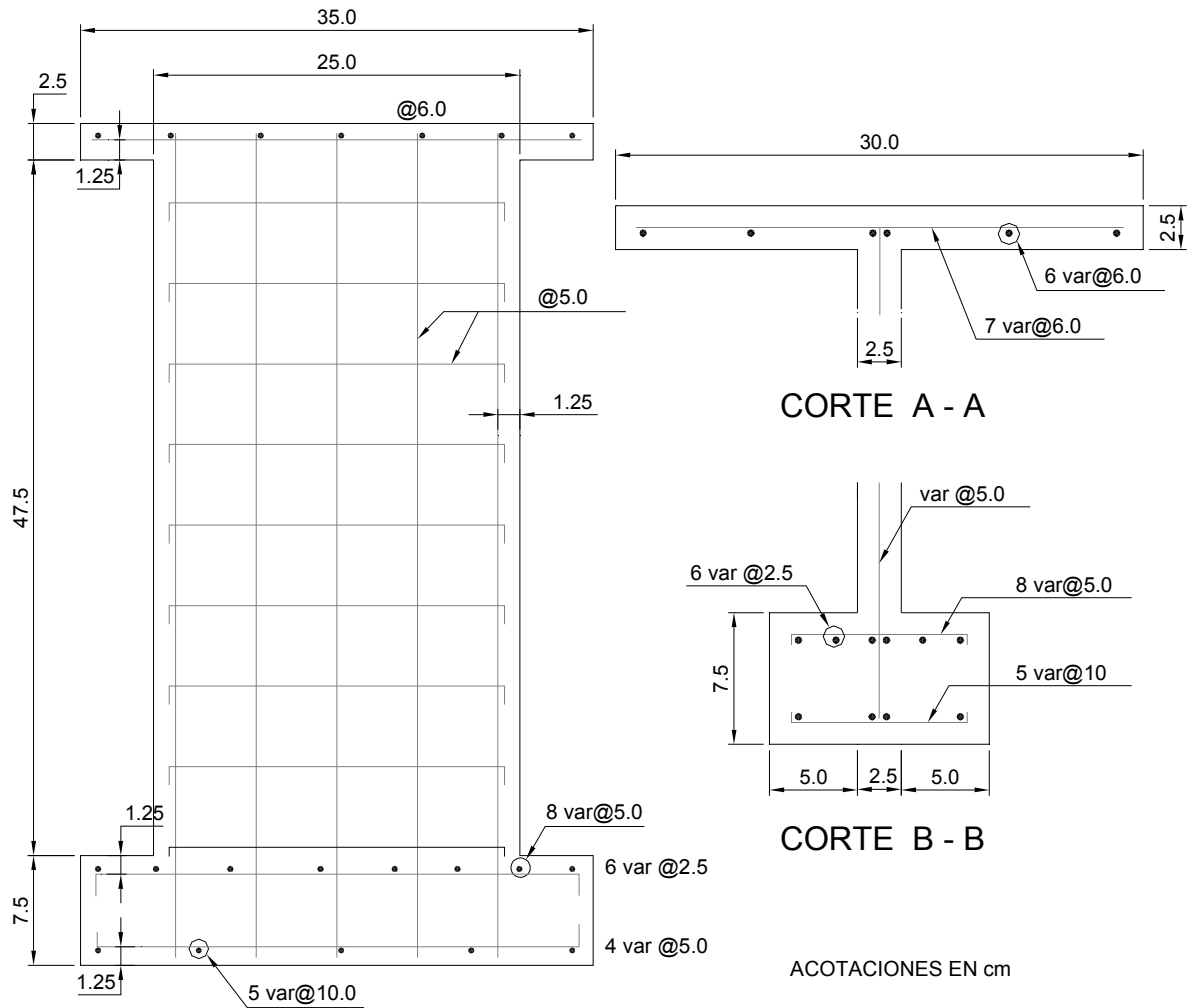
La secuencia de carga en los ensayos fue igual para todos los especímenes; primero se aplicaba la carga vertical, después se daban ciclos de carga lateral alternada hasta una deformación prefijada (el número de ciclos para cada nivel de deformación fue el necesario para obtener curvas histeréticas estables en ciclos sucesivos; generalmente tres ciclos) y después se aumentaba progresivamente la deformación máxima en cada ciclo hasta llegar a la destrucción del espécimen.



**FIG. 3.1a a) Geometría de los muros**



**FIG. 3.1a b) Secciones transversales**



**FIG. 3.1b Refuerzo de muros**

Id.	b cm	H cm	L cm	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M/VL	Ph %	REFUERZO			EN EXTREMOS		P axial ton	Vmax kg	SECCION
							EN EL ALMA		fy kg/cm <sup>2</sup>	Ase cm <sup>2</sup>	fy kg/cm <sup>2</sup>			
							fy kg/cm <sup>2</sup>	Pv %						
1	2.5	48.75	25	269	1.95	0.35	3100	0.35	3100	0	0	1.375	9.3	REC.
2	2.5	48.75	25	306	1.95	0.35	3100	0.35	3100	2.85	6000	1.375	26.2	REC.
3	2.5	48.75	25	280	1.95	0.35	3100	0.35	3100	2.85	6000	1.375	26.4	COL.
4	2.5	48.75	25	290	1.95	0.35	3100	0.35	3100	2.85	6000	1.375	26.7	PAT.
5	2.5	48.75	25	305	1.95	0.35	3100	0.35	3100	2.85	6000	1.375	29.2	REC.
6	2.5	48.75	25	345	1.95	0.35	3100	0.35	3100	2.85	6000	1.375	26.8	PAT.
7	2.5	47.75	25	296	1.91	0.35	3100	0.35	3100	2.85	6000	1.375	26.5	REC.
8	2.5	48.65	25	292	1.946	0.35	3100	0.35	3100	2.85	6000	1.375	27	RECT.
9	2.5	12.5	25	360	0.5	0.35	3100	0.35	3100	2.85	6000	1.375	46.1	PAT.
10	2.5	16.75	25	378	0.67	0.35	3100	0.35	3100	2.85	6000	1.375	55.1	REC.
11	2.5	12.5	25	300	0.5	0.35	3100	0.35	3100	2.85	6000	1.375	44.5	COL.
12	2.5	16.75	25	280	0.67	0.35	3100	0.35	3100	2.85	6000	1.375	44	REC.
13	2.5	50	25	293	2	0.35	3350	0.35	3350	2.534	6000	1.375	27.7	REC.
14	2.5	50	25	247	2	0.35	3800	0.35	3800	2.534	6000	1.375	26.6	COL.
15	2.5	50	25	320	2	0.35	3575	0.35	3575	2.534	6000	1.375	28.9	COL.
16	2.5	50	25	209	2	0.7	3100	0.7	3100	2.534	6000	1.375	38.2	COL.
17	2.5	50	25	175	2	0.7	3100	0.35	3100	2.534	6000	1.375	33	COL.
18	2.5	12.5	25	230	0.5	0.35	3100	0.7	3100	2.534	6000	1.375	55.6	COL.
19	2.5	50	25	187	2	0.7	3500	0.7	3500	2.534	6000	1.375	38.2	COL.
20	2.5	50	25	258	2	0.7	2650	0.7	2650	2.534	6000	1.375	33.5	COL.
21	2.5	50	25	250	2	0.35	3630	0.35	3630	2.534	6000	1.375	29	PAT.

**Tabla 3.1a Características de los muros**

**Comportamiento**

Muros con relación de aspecto igual a 2.

El muro 1 tuvo una falla neta en flexión sin agrietamiento diagonal. Su modo de falla fue dúctil y se alcanzó la fluencia del refuerzo longitudinal en casi toda la sección; la falla se obtuvo después de la rotura de las barras extremas en tensión, por aplastamiento del concreto y pandeo del acero de refuerzo en el extremo de compresión. Se alcanzaron deformaciones angulares de 0.03 sin disminución de la capacidad de carga, la disipación de energía en cada ciclo fue alta y el deterioro de resistencia y rigidez pequeño, aún para deformaciones muy grandes.

En el muro 2 se presentó una falla frágil por cortante, al parecer una grieta diagonal repentina a lo largo de todo el muro. La resistencia fue casi tres veces la del muro 1 y la rigidez fue también mayor. La parte inferior de los extremos quedó muy deteriorada al final del ensayo, por la ausencia de refuerzo transversal que confinara al longitudinal. El muro alcanzó una deformación angular máxima promedio de 0.025 antes de la falla y, hasta esa deformación, los ciclos histeréticos, mostraron poco deterioro de resistencia; sin embargo,

el área incluida en los ciclos fue pequeña y con la forma típica de la falla de cortante en que la rama ascendente tiene una pendiente que crece continuamente.

En el muro 3 el refuerzo estaba colocado en columnas relativamente robustas. El comportamiento histerético fue parecido al del muro 2; la resistencia semejante, pero la rigidez fue 2.5 veces mayor, y la deformación a la falla aproximadamente del doble de la alcanzada en el 2. Aparecieron muchas grietas horizontales en ambas columnas del muro, y la base sufrió mucho daño.

En el muro 4 el refuerzo extremo se colocó en patines que representaban porciones de muros transversales. En la mitad superior del muro casi no se presentaron grietas; pero en la inferior el agrietamiento fue semejante al del muro 3. Los patines proporcionaron rigidez y confinamiento al muro hasta que se separaron de él, después de lo cual la parte inferior del muro se dañó en forma importante y perdió rápidamente capacidad de carga.

El muro 6 fue semejante al muro 4, pero la sección de los muros transversales fue menor. El comportamiento fue similar al del muro 4, pero hubo menor número de grietas, y las pocas que se presentaron, fueron en la mitad inferior. La separación prematura de los patines provocó pérdida de capacidad para deformaciones inferiores a las del muro 4. Lo anterior confirma que debe existir un diseño cuidadoso de la unión entre muros, ya que de no ser así, el muro longitudinal se deslizará de los transversales, lo que perjudica su resistencia y rigidez.

El muro 5 tenía una losa intermedia idéntica a la superior y su sección transversal fue la misma que la del muro 2. La carga horizontal se aplicó en la losa superior y en la etapa inicial fue menos deformable que el muro 2. El agrietamiento fue casi independiente en los dos entrepisos, hubo un gran número de grietas que no continuaban de uno a otro nivel por la presencia de las losas; a la falla sólo unas cuantas grietas pasaban a través de la losa intermedia. En cuanto a capacidad de deformación y deterioro, el comportamiento de este muro fue similar al del muro 2 hasta la carga máxima, después de la cual tuvo un mejor comportamiento. La base de este muro resultó muy dañada.

El muro 7 tenía, al igual que el muro 5, una losa intermedia pero de espesor menor, Su comportamiento en cuanto a resistencia fue muy similar al del muro 5; sin embargo, fue más deformable y tuvo menor agrietamiento. Aquí también se observó que las grietas eran independientes entre un nivel y otro. Al final del ensayo los extremos del muro sufrieron bastante daño, por no contar el refuerzo longitudinal con adecuado confinamiento.

En el muro 8 se colocaron dos losas intermedias, con igual espesor al muro 7; fue en general menos deformable que los muros 5 y 7, pero su resistencia fue muy similar a la de ambos. Tuvo un gran agrietamiento en todos los entrepisos, sin continuación de grietas de un nivel a otro, los extremos del muro en la parte inferior sufrieron un gran deterioro. Las losas intermedias aumentaron sustancialmente su rigidez inicial; el comportamiento histerético resultó muy parecido al del muro 5. La falla ocurrió en este caso en el entrepiso superior debido a un deficiente conexión del refuerzo del muro con el de la losa, por lo cual posteriormente se aplicó carga lateral en la losa siguiente y finalmente en la losa inferior, determinando la resistencia del muro para las tres relaciones de aspecto resultantes (  $M/VL$  2, 1.3 y 0.5).

Muros con refuerzo especial en sus extremos.

En los muros 13 a 15 y 21 la variable en estudio fue el confinamiento de los extremos, columnas o muros transversales. Estos especímenes tenían las mismas características de refuerzo en el alma que los anteriores mencionados.

En los extremos del muro 13, que fue de sección rectangular, se formaron columnas interiores; el confinamiento de estas columnas cumplía con los requisitos del reglamento del D.F., los estribos se colocaron a la separación calculada en los tercios extremos y se duplicó esa distancia en el tercio medio de la columna. El muro 14 se construyó con columnas exteriores en sus extremos siguiéndose las mismas condiciones de refuerzo del muro 13, tanto longitudinal como transversal en el alma del muro y en sus

extremos. En los extremos del muro 15 se construyeron columnas exteriores zunchadas. En el muro 21 se formó la columna sobre un muro transversal que tenía una longitud igual a la de la base del muro en estudio, y un espesor igual al de éste; las características de armado fueron similares a las de los muros 13 y 14. Para evitar la separación entre los muros se dispuso la colocación del refuerzo adicional en su unión; este refuerzo (bastones) se colocó a la mitad de la distancia a que estaba colocado el refuerzo horizontal, el refuerzo mostró su eficiencia al no separarse los muros.

En términos generales puede decirse que ninguna de las formas de confinamiento proporcionada en los extremos de los muros logró aumentar sustancialmente la capacidad de deformación de los mismos para cargas menores a la capacidad máxima y que tampoco alcanzó una reducción gradual de la resistencia después de aquella; esto es, después de la carga máxima se tuvo una pérdida brusca y significativa de la resistencia del muro. Cabe, sin embargo, mencionar que la capacidad de carga y deformación de estos muros después de la capacidad máxima fue mayor que aquellos en donde las columnas no contaban con confinamiento adecuado.

En vista de que no se pudo lograr mejorar la capacidad de deformación mediante detalles especiales de armado en los extremos de los muros, se trató de observar si era posible lograrlo mediante refuerzo en el alma tanto vertical como horizontal.

En los muros 16, 17, 19 y 20 se trató de estudiar lo anterior variando la cuantía y distribución de refuerzo en el alma; todos los muros contaban con columnas en sus extremos y presentaban el mismo detalle de confinamiento que el muro 14.

El muro 16 tenía 0.7% de refuerzo tanto vertical como horizontal, los estribos de las columnas extremas se colocaron en igual forma que para el muro 14. El agrietamiento del alma de este muro fue bastante uniforme, debido principalmente a la distribución más homogénea del acero de refuerzo que, sin embargo, provocó después de la capacidad máxima el rápido deterioro del concreto colocado en el alma del muro, provocando la pérdida del concreto y la adherencia del refuerzo, concentrándose la demanda de deformación y resistencia en las columnas extremas. No se observó una mejora sustancial de la capacidad de deformación para la carga máxima.

El muro 17 tenía un porcentaje de refuerzo horizontal igual a 0.7 mientras que el refuerzo vertical era solo la mitad (0.35); el refuerzo de las columnas fue similar al del muro 16. La finalidad de este ensaye fue los mencionados por Barda et al acerca del comportamiento de muros con relación de aspecto mayor que uno, donde el refuerzo vertical prácticamente no contribuye a la resistencia del muro (aunque es necesaria su presencia). El muro mostró un comportamiento similar al del muro 16, confirmando lo mencionado con anterioridad; sin embargo, la distribución no uniforme de refuerzo vertical y horizontal provocó que la zona de falla de las columnas se concentrara en el tercio medio de las mismas (donde la separación de los estribos era el doble de los extremos).

En el muro 19 se trató de evitar los problemas observados en los muros 16 y 17: desprendimiento del concreto en el alma y concentración de la falla donde la separación de los estribos era mayor. Para lo anterior se colocó la malla en el alma del muro repartida en dos capas; la separación del refuerzo fue  $b/2$  en ambas direcciones, 0.7% la cuantía del refuerzo. Los estribos en la columna se espaciaron de manera uniforme en toda la altura, con la distancia mínima empleada en los otros ensayos. Su comportamiento fue similar al del muro 16 antes de la capacidad máxima; es decir, no se logró el objetivo de mejorar su deformabilidad. Para deformaciones mayores a la de la capacidad máxima sostuvo mayor carga que el muro 16 pero sin transición gradual, sino instantánea.

El armado del muro 20 fue similar al 16; tenía 0.7% de refuerzo en ambas direcciones, pero la separación de los estribos en toda la altura de las columnas fue uniforme. La distribución uniforme de los estribos condujo a que la falla se concentrara en los extremos de las columnas. Su comportamiento fue similar al del muro 16.

Muros con relación de aspecto igual a 0.5

El muro 9 fue idéntico al muro 6 en cuanto a sección transversal, con muros transversales, pero de altura menor. Se observa que sufrió un deterioro casi total ante la repetición de ciclos con deformaciones relativamente pequeñas. Al igual que en el muro 6, sus patines se separaron prematuramente. La resistencia y rigidez fueron mucho mayores que en los muros anteriores debido a la relación de aspecto menor.

El muro 10 fue idéntico al 8, con relación de altura a longitud de 2, dos losas intermedias y sin columnas o patines en los extremos. Este espécimen se ensayó aplicando la carga en la losa inferior, de manera que la relación de aspecto en el tablero inferior era de 0.5. El comportamiento fue totalmente similar al del muro 9 observándose un deterioro muy pronunciado.

La sección transversal del muro 11 fue la misma que la del muro 3, con columnas en los extremos. Tuvo una resistencia comparable a la de los muros 9 y 10 y una rigidez ligeramente mayor; sufrió gran pérdida de material en una franja central horizontal y las columnas también sufrieron fuerte deterioro.

El muro 12 no tenía ningún elemento de refuerzo en los extremos, al igual que el muro 2. Aparecieron más grietas que en el muro 11; los extremos de este muro se deterioraron también notablemente para deformaciones grandes. La resistencia fue similar a la de los anteriores, pero la rigidez fue menor.

En el muro 18 se trató de comprobar lo afirmado por Barba et al que mencionan que la capacidad de muros donde  $M/VL < 1$  está proporcionada por el refuerzo vertical colocado en el alma (aunque cabe recalcar que también es necesaria la presencia del refuerzo horizontal). En este muro se colocó 0.7% de refuerzo en dirección vertical y la mitad en la horizontal; las columnas estaban confinadas con estribos colocados uniformemente en toda la altura. El comportamiento de este muro fue similar a los anteriores, su resistencia mayor y 100% eficiente el refuerzo vertical, lo que confirma la idea de que el refuerzo vertical es el que proporciona preponderantemente la resistencia en muros donde  $M/VL < 1$ .

#### *Interpretación global de resultados.*

En muros con sección transversal rectangular, el esfuerzo cortante promedio se obtuvo dividiendo la fuerza lateral aplicada entre el área de la sección transversal del muro, es decir,  $v = V/bL$ , donde  $b$  es el espesor del muro y  $L$  la longitud total del espécimen. La deformación angular es la que se calcula al dividir el desplazamiento lateral del extremo superior entre la altura del muro.

En los muros con columnas o muros transversales, la fuerza cortante se dividió entre un área efectiva para determinar el esfuerzo resistente del muro.

Al analizar globalmente los resultados se observa que las capacidades máxima y sostenida dependen principalmente de la calidad del concreto, cuantía de refuerzo, presencia de elementos de confinamiento en los extremos de muro y de la relación de aspecto del mismo  $M/VL$  ( $H/L$ ). Se excluye, naturalmente, el muro 1 cuya falla fue debida a flexión.

La rigidez inicial corresponde a la secante de la curva inicial entre el origen y el punto correspondiente a una carga de 15% de la máxima. Se aprecia cómo los valores de este parámetro resultan irregulares, a pesar de lo cual es evidente el incremento apreciable de la rigidez inicial por la presencia de elementos extremos y de losas intermedias, y la diferencia entre la rigidez de muros cortos con la de los muros altos. Los valores de las deformaciones de los primeros seis especímenes no se consideran confiables por deficiencias encontradas en su colocación y sujeción.



Las deformaciones angulares correspondientes al agrietamiento diagonal fueron muy regulares (0.005 en promedio) mientras que a la carga máxima, la deformación angular fue más uniforme para una misma relación de aspecto, (0.027 para  $M/VL = 2$  y 0.014 para 0.5) sin que se aprecie influencia de alguna de las otras variables en el estudio, salvo la del refuerzo en el alma del muro.

En lo que respecta al comportamiento histerético y al deterioro, es evidente (de la inspección de las curvas carga-deformación medidas) que en todos los casos en que la falla fue por cortante se tuvo un comportamiento poco favorable. Para deformaciones que excedían al agrietamiento del alma las curvas tenían la forma típica (de huso, "spindle shaped" de los elementos con falla por cortante, caracterizada por una rama ascendente con pendiente que crece continuamente y con una rama descendente muy pronunciada, encerrando un área relativamente pequeña que indica un amortiguamiento histerético muy bajo.

Estos ensayos sirvieron como base para establecer el método de diseño que se propone en el capítulo 4 y se comparan sus resultados con la resistencia de muros ensayados (capítulos 3.2 a 3.11) en diversas partes del mundo.

### **3.2. Wood Sharon L. (1989)**

#### *Refuerzo en tensión mínimo requerido en muros*

##### *Resumen*

En este trabajo se revisaron los resultados de 37 ensayos de muros estructurales de altura media sujetos a cargas laterales. Los muros reforzados ligeramente y con esfuerzos axiales bajos se encontraron más vulnerables a las fallas causadas por la fractura del refuerzo principal. En algunos casos la falla se observó a desplazamientos laterales bajos.

El gran daño estructural sufrido por un edificio de 8 niveles durante el temblor de 1985 en Chile (una aceleración pico de 0.36g fue registrada en Viña del Mar) motivó esta investigación porque se reveló un modo de falla que no es considerado de rutina en el proceso de diseño. Los análisis de ese edificio indican que la causa de falla fue la fractura del refuerzo cerca de la base del muro. Los esfuerzos de tensión calculados en el refuerzo del extremo del muro, mostrado en la fig 2, excedieron el esfuerzo de fractura por un factor de dos para una deformación máxima de compresión de 0.003 del concreto.

Los requerimientos específicos del ACI 318-83 (referencia) son para evitar modos de falla frágil en muros estructurales asociados con el cortante, flexión-compresión y pérdida de adherencia; sin embargo, ningún límite se pone en la cantidad de refuerzo mínimo a flexión en muros estructurales diseñados para resistir cargas inducidas por sismo. Observaciones de campo y laboratorio indican que los muros con menos de 1% de refuerzo vertical (este porcentaje se obtiene dividiendo todo el refuerzo vertical del alma más el de los extremos, si es que existe, entre el área total del muro) son susceptibles a un modo de falla frágil causado por la fractura del refuerzo a tensión.

Por ello se llevó a cabo el programa experimental consistente en el ensayo de 37 muros estructurales sujetos a cargas laterales. Los especímenes son representativos de muros en edificios de concreto reforzado de altura intermedia. Las características geométricas de los especímenes se muestran en la fig. 3.2a.

ESPECIMEN	REFUERZO DEL BORDE	REFUERZO DEL ALMA		ALTURA
		VERT.	HOR.	
R1 	4 VAR #3	6mm @22.86 c/cara	6mm @20.32 c/cara	457.20
R2 	6 VAR #4	6mm @22.86 c/cara	6mm @20.32 c/cara	457.20
R3 	18 VAR #4	6mm @22.86 c/cara	6mm @15.24 c/cara	457.20
R4 	14 VAR #3	6mm @22.86 c/cara	6mm @20.32 c/cara	457.20
B1 B3 B4 	8 VAR #4	6mm @22.86 c/cara	6mm @20.32 c/cara	457.20
B2 B9 B5 B11 B6 B12 B7 	12 VAR #6	6mm @22.86 c/cara	6mm @10.16 c/cara	457.20
B8 	8 VAR #4	6mm @22.86 c/cara	#3 @10.16 c/cara	457.20
B10 	4 VAR #5 8 VAR #4	6mm @22.86 c/cara	6mm @10.16 c/cara	457.20

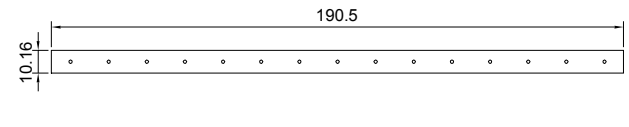
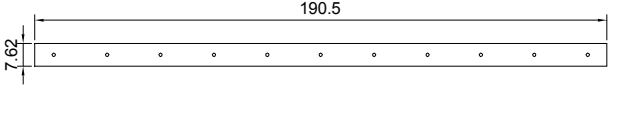
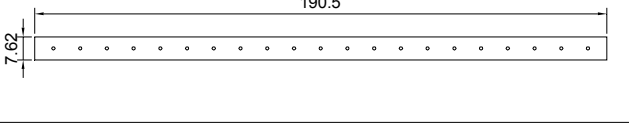
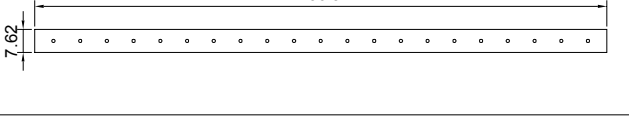
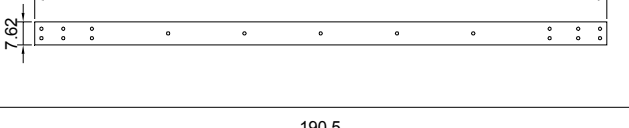
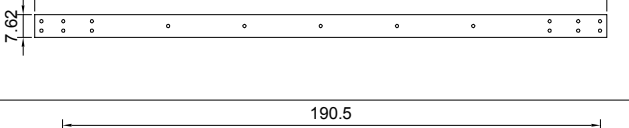
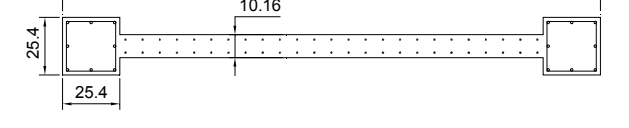
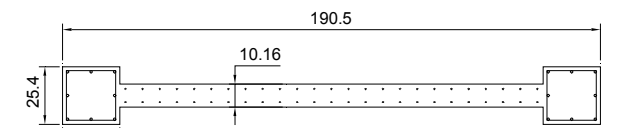
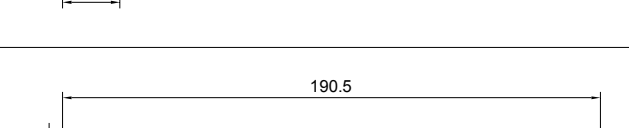
**FIG. 3.2a Características geométricas.**

Los 32 especímenes identificados en la fig. 3.2a fueron muros aislados. Los muros se construyeron a una escala de aproximadamente 1 a 3, incluyendo muros con patines o columnas en sus extremos y con secciones transversales rectangulares. Barras de refuerzo corrugadas fueron usadas para el refuerzo principal en la mayoría de los especímenes. La relación de aspecto de los muros estaba entre 1.3 y 3.4. La

carga axial, en adición al peso propio, fue aplicada aproximadamente a la mitad de los especímenes. La relación de esfuerzo axial a esfuerzo de compresión del concreto estaba en el rango de 0.3 a 14%. Todos los especímenes fueron probados estáticamente. Aproximadamente un tercio de ellos fueron cargados monotónicamente y dos terceras partes fueron sujetas a cargas cíclicas.

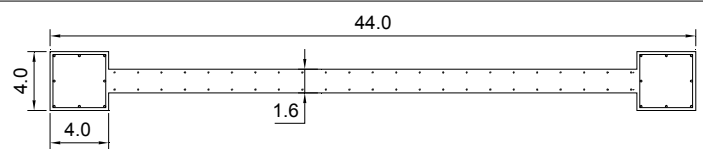
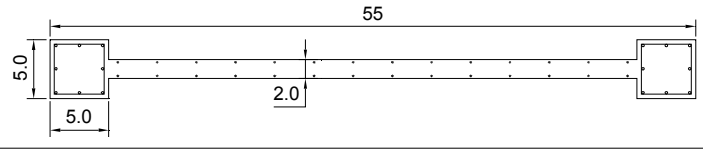
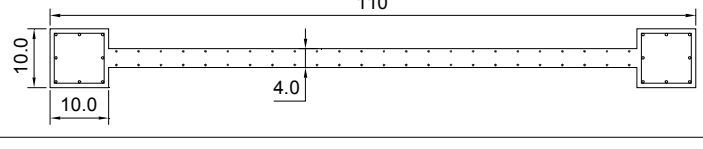
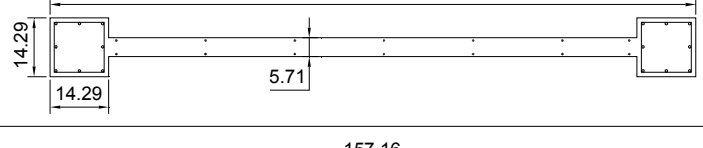
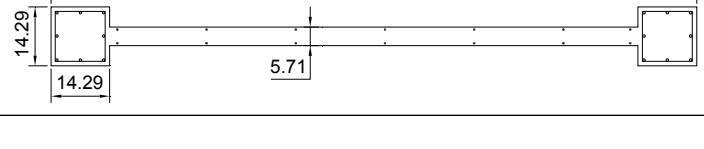
ESPECIMEN	REFUERZO DEL BORDE	REFUERZO DEL ALMA		ALTURA
		VERT.	HOR.	
<p>F1</p>	28 VAR #4	6mm @22.86 c/cara	6mm @8.89 c/cara	457.20
<p>F2</p>	20 VAR #4 12 - 6mm	6mm @22.86 c/cara	6mm @10.16 c/cara	457.20
<p>F3</p>	12 VAR #3 8 - 6mm	6mm @22.86 c/cara	6mm @20.32 c/cara	457.20
<p>CI-1</p>	12 VAR #3	6mm @22.86 c/cara	6mm @15.24 c/cara	548.64

**FIG. 3.2a Características geométricas.**

E S P E C I M E N		REFUERZO DEL BORDE	REFUERZO DEL ALMA		ALTURA
			VERT.	HOR.	
PCA SW - 1			D4 @12.7 c/cara	D4 @12.7 c/cara	640.08
PCA SW - 2			#4 @17.78	D4 @12.7	640.08
PCA SW - 3			#5 @8.9	D4 @12.7	640.08
PCA SW - 4			#5 @8.9	D4 @12.7	365.76
PCA SW - 5		6 VAR #5	#5 @25.4	D4 @12.7	365.76
PCA SW - 6		6 VAR #5	#5 @25.4 c/cara	D4 @12.7 c/cara	640.08
UCB SW1 SW2		8 VAR #6	#2 @7.62 c/cara	#2 @7.62 c/cara	304.80
UCB SW3 SW4		8 VAR #6	#2 @7.62 c/cara	#2 @7.62 c/cara	304.80
UCB SW5 SW6		9 VAR #5	#2 @10.16 c/cara	#2 @10.16 c/cara	304.80

**FIG. 3.2b Características geométricas.**

Los últimos cinco muros mostrados son modelos a escala reducida de un edificio de concreto reforzado de 7 niveles en Tsukuba, Japón, que fueron probados como parte del programa de cooperación en investigación de sismos de US y Japón. Barras laminadas en caliente fueron usadas para el refuerzo longitudinal en los especímenes PCA1 y PAC2. Se usó alambre para el refuerzo longitudinal en los otros especímenes. Los especímenes STAN y PAC1 fueron muros aislados, los tres especímenes restantes fueron sistemas de marco con muros. Dos especímenes, ILL y UCB, fueron ensayados dinámicamente, y los tres restantes fueron sujetos a cargas estáticas reversibles.

ESPECIMEN	REFUERZO DEL BORDE	REFUERZO DEL ALMA		ALTURA
		VERT.	HOR.	
	8 - 15g	22g a 16mm c/cara	22g a 16mm c/cara	174.00
	8 - 13g	15g a 33.4mm	15g a 33.4mm	215.00
	8 - D2.5	14g a 38mm c/cara	14g a 38mm c/cara	435.00
	8 - 6mm	D3 @ 16.2cm c/cara	D3 @ 16.2cm c/cara	452.72
	8 - 6mm	D3 @ 16.2cm c/cara	D3 @ 16.2cm c/cara	621.50

**FIG. 3.2c Características geométricas.**

Las propiedades de los materiales, porcentaje de refuerzo, carga axial y esquemas de carga se listan en la tabla 3.2a para cada espécimen. El esfuerzo de fluencia corresponde a las propiedades medidas del refuerzo principal. Tres relaciones de refuerzo se tabularon en el artículo original: porcentaje de refuerzo total  $\rho_t$ , el cual es definido como el área del refuerzo vertical dividido entre el área total del muro; el porcentaje de refuerzo en el elemento de confinamiento  $\rho_{be}$ , el cual es definido para muros con elementos de confinamiento en los extremos como el área del refuerzo principal dividido entre el área gruesa de los elementos de confinamiento; y principalmente el porcentaje de refuerzo distribuido  $\rho_n$ , el cual se define en el apéndice A del ACI 318-83 como el porcentaje de refuerzo de la malla horizontal en el alma. Los detalles de los procedimientos de prueba no se discuten en este artículo. Sin embargo en la tabla 3.2a solo se indican los porcentajes tanto vertical como horizontal del alma y el área del refuerzo en los extremos (ambos).

El modo de falla observado para cada espécimen también se listan. Los modos de falla se catalogan en dos categorías principales, en función de la trayectoria de grietas observadas: fallas a flexión y fallas a cortante. Aproximadamente 40% de los muros fallaron en flexión. Se observó fractura del refuerzo principal en más de la mitad de los especímenes que fallaron en flexión. Ninguna barra de refuerzo se fracturó en los muros que fallaron en cortante.

Los muros con el menor porcentaje de refuerzo, PCA SW1 y R1, fallaron por fractura del refuerzo de tensión antes de que el aplastamiento del concreto en la zona de compresión fuera observada. En los otros muros se observó la formación de una articulación por flexión desarrollada en la base del muro. En algunos casos fue observada la fractura del refuerzo de confinamiento después del ciclo de cargas a compresión en los cuales las barras de refuerzo se pandearon. Las barras de refuerzo se fracturaron aún durante las pruebas con carga monotónica.

La formación de grietas inclinadas condujo al aplastamiento del alma o por compresión por cortante en la mayoría de los muros que fallaron en cortante. Un espécimen, el CI-1 falló por deslizamiento después de desarrollar una grieta horizontal en toda la longitud del muro.

Id.	b cm	H cm	L cm	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M/VL	Ph %	REFUERZO							SECCION
							EN EL ALMA			EN EXTREMOS				
							f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	P <sub>v</sub> %	f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	A <sub>se</sub> cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	P axial ton	V max ton	
R1	10.16	457.2	190.5	456.3	2.4	0.2739	5216.4	0.2145	5320	5.7	5216.4	3.627	12.06	REC.
R2	10.16	457.2	190.5	473.8	2.4	0.2739	4590.7	0.2145	5320	15.24	4590.7	3.627	22.08	REC.
R3	10.16	457.2	190.5	248.9	2.4	0.1826	5504.6	0.2022	5320	45.72	5504.6	33.55	57.9	REC.
R4	10.16	457.2	190.5	231.3	2.4	0.2739	5005.5	0.2606	5320	19.95	5005.5	33.55	28.75	REC.
B1	10.16	457.2	190.5	540.6	2.4	0.2739	4583.7	0.2576	5310	5.08	4583.7	4.988	27.66	COL.
B2	10.16	457.2	190.5	546.9	2.4	0.5478	4182.9	0.2576	5310	22.8	4182.9	4.988	69.28	COL.
B3	10.16	457.2	190.5	482.3	2.4	0.2739	4464.1	0.2576	5310	5.08	4464.1	4.988	28.11	COL.
B4	10.16	457.2	190.5	459.1	2.4	0.2739	4590.7	0.2576	5310	5.08	4590.7	4.988	34.14	COL.
B5	10.16	457.2	190.5	461.9	2.4	0.5478	4527.4	0.2576	5310	22.8	4527.4	4.988	77.67	COL.
B6	10.16	457.2	190.5	222.2	2.4	0.5478	4492.3	0.2576	5310	22.8	4492.3	99.75	84.11	COL.
B7	10.16	457.2	190.5	503.4	2.4	0.5478	4668	0.2576	5310	22.8	4668	126.5	99.93	COL.
B8	10.16	457.2	190.5	428.1	2.4	0.5478	4562.6	0.2576	5310	10.16	4562.6	126.5	99.66	COL.
B9	10.16	457.2	190.5	449.9	2.4	0.5478	4379.8	0.2576	5310	22.8	4379.8	126.5	99.57	COL.
B10	10.16	457.2	190.5	465.4	2.4	0.5478	4562.6	0.2576	5310	15.84	4562.6	126.5	72.09	COL.
B11	10.16	457.2	190.5	548.4	2.4	0.5478	4443.1	0.2576	5310	22.8	4443.1	4.988	74.04	COL.
B12	10.16	457.2	190.5	425.3	2.4	0.5478	4443.1	0.2576	5310	22.8	4443.1	4.988	80.71	COL.
PCA SW-1	7.62	640.1	190.5	521.6	3.36	0.2922	4232.1	0.2922	4232.1	0	4232.1	42.17	12.83	REC.
PCA SW-2	7.62	640.1	190.5	483.7	3.36	0.2922	4597.7	0.9374	4597.7	0	4597.7	43.98	20.22	REC.
PCA SW-3	7.62	640.1	190.5	476.7	3.36	0.2922	4639.9	2.9048	4639.9	0	4639.9	43.07	32.37	REC.
PCA SW-4	7.62	365.8	190.5	473.8	1.92	0.2922	4218.1	2.9048	4218.1	0	4218.1	43.98	53.5	REC.
PCA SW-5	7.62	365.8	190.5	414.7	1.92	0.2922	4218.1	1.0178	4218.1	23.64	4218.1	43.53	53.5	REC.
PCA SW-6	7.62	640.1	190.5	418.3	3.36	0.2922	4429	1.0178	4429	23.64	4429	43.98	35.59	REC.

**Tabla 3.2a Características geométricas.**

Id.	b cm	H cm	L cm	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M/VL	Ph %	REFUERZO						P axial ton	V max ton	SECCION
							EN EL ALMA			EN EXTREMOS					
							f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	P <sub>v</sub> %	f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	A <sub>se</sub> cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>				
F1	10.16	457.2	190.5	392.3	2.4	0.6258	4534.4	0.2434	4534.4	71.12	4534.4	4.99	85.2	PAT.	
F2	10.16	457.2	190.5	464.7	2.4	0.5476	4386.8	0.2434	4386.8	57.58	4386.8	126.5	90.46	PAT	
F3	10.16	457.2	190.5	284.7	2.4	0.2738	5532.7	0.2434	5532.7	21.56	5532.7	60.76	42.89	PAT	
CI-1	10.16	548.6	190.5	237.6	2.88	0.3651	4857.8	0.2434	4857.8	30.48	4857.8	4.53	34.5	REC.	
UCBSW1	10.16	304.8	238.8	351.5	1.3	0.8270	5110.9	0.8270	5110.9	45.6	5110.9	88.4	112.5	COL.	
UCBSW2	10.16	304.8	238.8	362.8	1.277	0.8270	5110.9	0.8270	5110.9	45.6	5110.9	88.42	111.1	COL.	
UCBSW3	10.16	304.8	238.8	355.1	1.277	0.8270	4527.4	0.8270	4527.4	45.6	4527.4	88.42	113.4	COL.	
UCBSW4	10.16	304.8	238.8	366.3	1.277	0.8270	4527.4	0.8270	4527.4	45.6	4527.4	88.42	103.4	COL.	
UCBSW5	10.16	304.8	241.3	341	1.263	0.6200	4914.1	0.6200	4914.1	35.46	4914.1	60.76	93.4	REC.	
UCBSW6	10.16	304.8	241.3	352.2	1.263	0.6200	4914.1	0.6200	4914.1	35.46	4914.1	60.76	87.51	REC.	
STAN-1	1.6	174	44	351.5	3.955	0.3234	4218.1	0.3234	4218.1	0.4204	4218.1	0.91	0.907	COL.	
ILL	2	215	55	295.3	3.909	0.7865	4070.9	0.7865	4070.9	0.7107	4070.9	1.09	1.4	COL.	
UCB	4	435	110	393.7	3.955	0.4267	4180	0.4267	4180	2.2	4180	7.7	16.19	COL.	
PCA-1	5.71	452.7	157.2	323.4	2.881	0.3700	4570	0.3700	4570	4.52	4570	18	10.8	COL.	
PCA-2	5.71	621.5	157.2	323.4	3.955	0.3700	4570	0.3700	4570	4.52	4570	18	15.87	COL.	

**Tabla 3.2b Características geométricas.**

Las cargas laterales listadas para los muros aislados es la carga máxima resistida durante cada prueba. La carga lateral máxima para los tres sistemas marcos - muros corresponden a la porción en la cual la carga lateral fue resistida por el muro.

La capacidad del esfuerzo nominal a cortante no fue mayor que  $2\sqrt{f'_c}/3$  Mpa. El índice de esfuerzo cortante es el promedio de esfuerzo cortante dividido entre la capacidad nominal a cortante y se lista en la columna 7 de la tabla 2.

El desplazamiento máximo lateral se presenta en la columna 8 como un drift promedio en porcentaje. Para las pruebas estáticas, se usó el máximo desplazamiento durante los ciclos de cargas estables. El desplazamiento máximo usado durante la simulación de un sismo fue cuando las varillas se fracturaron para las pruebas dinámicas.

*Evaluación de los resultados de los ensayos.*

Dos índices fueron usados para organizar los datos experimentales con respecto a lo observado en los modos de falla. El índice de esfuerzo-cortante fue usado para distinguir entre los modos de falla por cortante y por flexión. Entre las fallas por flexión, la deformación en el acero fue usada para identificar los muros que fueron susceptibles de fractura del refuerzo principal. El segundo índice fue la deformación del acero de refuerzo calculado en la capa de refuerzo extrema en la capacidad nominal a flexión de la sección

transversal. Este enfoque se seleccionó para determinar si la deformación del acero calculado durante el diseño puede ser útil en identificar los muros que probablemente fallen por la fractura del refuerzo.

La capacidad nominal a flexión de los muros fue calculada basándose en las siguientes suposiciones:

- (a) La deformación se supuso directamente proporcional a la distancia del eje neutro,
- (b) La deformación unitaria máxima en el extremo de la fibra de compresión del concreto fue de 0.003
- (c) los valores de la resistencia del concreto y el esfuerzo de fluencia del acero fueron las propiedades de los materiales que se midieron
- (d) el endurecimiento por deformación del acero fue ignorado
- (e) el concreto se supuso sin confinamiento
- (f) la curva de esfuerzo-deformación unitaria del concreto fue una relación parabólica después del esfuerzo por compresión máximo, antes fue una relación lineal.
- (g) La carga axial se supuso actuando a través del centroide de la sección transversal, y
- (h) La toda la sección transversal se supuso como efectiva en compresión.

De los 24 muros que desarrollaron un índice de esfuerzo cortante  $v_{max}/v_n$  mayor que 0.75, 20 fallaron en cortante. De los trece muros que desarrollaron un índice de esfuerzo cortante menor a 0.75, 12 fallaron en flexión. Todos los muros que fallaron en cortante resistieron una carga lateral máxima de por lo menos 55% de la capacidad nominal a cortante. El refuerzo principal se fracturó en 10 de 11 especímenes que fallaron en flexión y tenían una deformación unitaria del acero mas grande que 2.5% en la capacidad nominal de flexión. Los especímenes que fallaron por fractura del refuerzo con una deformación unitaria calculada de 2.5 %, muros PCA y SW-1, tenía el más bajo porcentaje de refuerzo de todos los muros considerados ( $\rho_t=0.27\%$ ). Una sola grieta se observó en la base del muro, y grandes deformaciones fueron esperadas en el acero que atravesaban esa grieta. El procedimiento usado para determinar la capacidad nominal a flexión de la sección transversal no modeló dicha concentración de esfuerzos. Debida a la distribución de grietas por flexión esperada en muros susceptibles a fallas a flexión, parece razonable una deformación unitaria del acero del 4% en la capacidad a flexión nominal para identificar muros que probablemente fallen por fractura del refuerzo. Debe enfatizarse que el valor calculado de la deformación unitaria no intenta representar las deformaciones unitarias que se desarrollaron en las barras del refuerzo durante las pruebas del laboratorio. Las deformaciones unitarias calculadas se usan como un índice para evaluar el comportamiento observado de los especímenes de prueba basados en suposiciones representativas de aquello que se hace durante el diseño.

En los tres muros con patines, F1, F2 y F3 se habían calculado deformaciones unitarias del acero mayores que el 5% en la capacidad nominal a flexión, las deformaciones unitarias en el acero calculadas fueron mayores porque el ancho total de los lados en compresión se supusieron como efectivos. Los muros fallaron en cortante y no se observó la fractura del acero de refuerzo.

Para una sección transversal y carga axial dadas, la deformación unitaria del acero calculada es inversamente proporcional al porcentaje del refuerzo: la fractura del refuerzo se esperaría entonces en muros con porcentaje de refuerzo bajo. Las fracturas del refuerzo se observaron en 10 de 12 muros que fallaron en flexión y tenían el porcentaje de refuerzo menor al 1%.

La vulnerabilidad de los muros a fallar por fractura del refuerzo puede ser crítica en un sismo si:

- 1) la de cimentación no puede resistir la tensión axial desarrollada en la base del muro, ó
- 2) el muro es capaz de resistir los grandes desplazamientos antes de la fractura del refuerzo.

Todos los especímenes de prueba fueron empotrados en la base, por lo tanto, la influencia de la cimentación no puede ser evaluada usando estos datos experimentales.



El drift máximo se dibujó en función de la deformación del acero calculada. Las barras se fracturaron en tres de los especímenes antes de que se alcanzaran una deformación unitaria total de 2%.

A menos que el drift se controle en un edificio de concreto reforzado, la fractura del refuerzo principal puede llevar a una falla inesperada en muros con refuerzo ligero.

Como conclusión de esta investigación se encontró que en Chile y en los resultados de las pruebas de laboratorio en muros con poco refuerzo a flexión, éstos son susceptibles a fallas causadas por la fractura del refuerzo si la tensión axial no puede desarrollarse por la cimentación. Este modo de falla es de interés en el diseño de muros para resistir cargas sísmicas porque algunos de los especímenes de prueba fallaron en forma global con drift menores al 2%.

Otro resultado interesante es que la fractura del refuerzo fue observada en especímenes de prueba que no fueron susceptibles a fallar por cortante y para los cuales el cálculo de la deformación unitaria en el acero en las capas extremas del refuerzo excedió de 4% a la capacidad nominal a flexión.

El índice del esfuerzo a flexión  $\frac{P_t f_y + \frac{P}{A}}{f_c}$  fue introducido como un parámetro sencillo para determinar la vulnerabilidad a la fractura del refuerzo. Las fallas causadas por fracturas de refuerzo fueron observadas en muros con relación menor a 15%.

Cualquiera de los requisitos anteriores, exceso de deformación unitaria ó índice de refuerzo a flexión pueden ser interpretados como límites de la cantidad mínima de refuerzo en tensión en muros estructurales. Los muros con porcentajes de refuerzo totales menores al 1% (este porcentaje se obtiene dividiendo todo el refuerzo vertical del alma más el de los extremos, si es que existe, entre el área total del muro) pueden ser identificados como susceptibles a la fractura del refuerzo a tensión.

En esta tesis se tomarán los datos de estos muros para aplicar el método de la referencia y que se describe en el siguiente capítulo y determinar si tiene suficiente aproximación con los resultados de esta investigación.

### **3.3. Lefas Ioannis D., Kotsovos Michel D. y Ambraseys Nicholas N. (1990)**

*Comportamiento de muros estructurales de concreto reforzado: resistencia, características de deformación y mecanismo de falla.*

*Resumen.*

Se indica que este trabajo forma parte de una investigación cuyo objetivo principal es conocer las causas de falla de los muros estructurales de concreto reforzado. Está orientado principalmente a identificar conceptos que podrían formar una base teórica para desarrollar un procedimiento de diseño simple y racional.

El trabajo experimental involucró el ensaye de 13 muros estructurales con ancho  $b$  constante y una relación de aspecto,  $h/l$ , de 1 y 2. Se considera que estos muros representan un elemento crítico de un sistema estructural de muros con sección transversal rectangular. La atención se enfocó en a) la manera en la cual las fuerzas de compresión son transmitidas a los soportes, y b) el efecto de la fuerza vertical en la

resistencia, rigidez y deformación características de los muros sujetos a incrementos monotónicos de carga horizontal hasta la falla.

*Detallado de muros.*

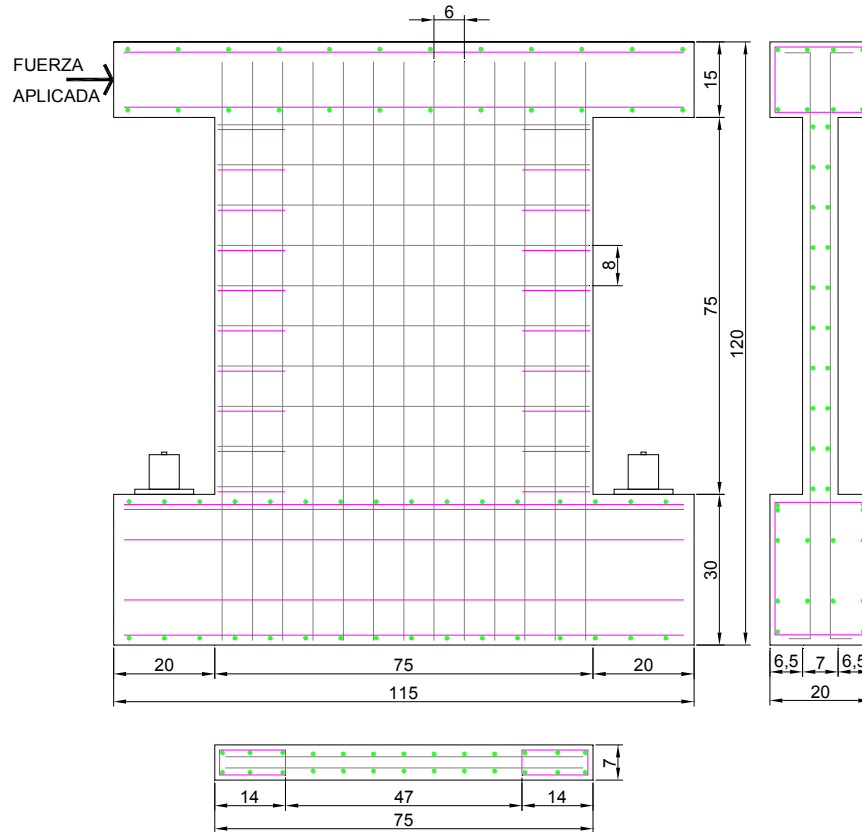
Dos tipos de muros fueron ensayados en el programa.

- Tipo I ( $h/l=1$ ), de 75.0cm largo x 75.0cm alto x 7.0cm espesor
- Tipo II ( $h/l=2$ ), de 65.0cm largo x 130.0cm alto x 6.5cm espesor

En todos los casos los muros fueron monóticamente conectados a una viga superior y otra inferior. La viga superior de 115.0cm largo x 15.0cm alto x 20.0cm ancho, funcionó como el elemento a través del cual las cargas axial y horizontal fueron aplicadas al muro, así como para el anclaje de las varillas verticales. La viga inferior de 115.0cm largo x 30.0cm alto x 20.0cm ancho, fue utilizada para sujetar los especímenes a la losa de carga del laboratorio, simulando una cimentación rígida.

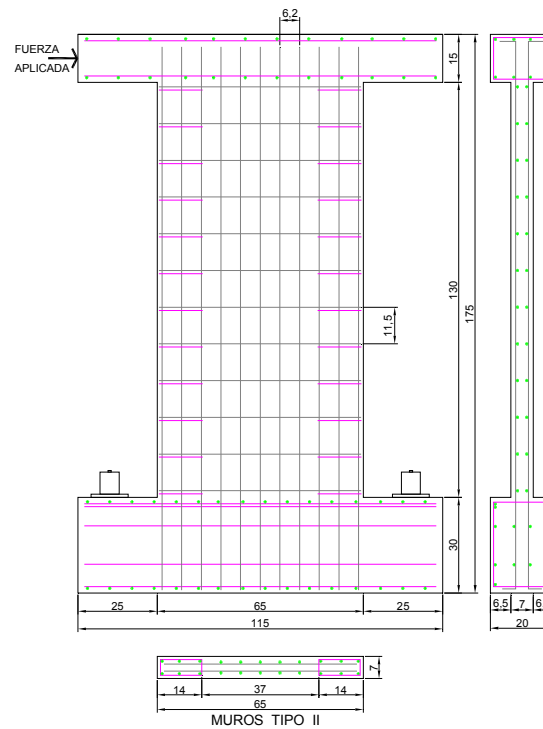
La figura 3.3.1. a) y b) muestran las dimensiones nominales de los especímenes de prueba junto con el arreglo del refuerzo vertical y horizontal.

El refuerzo vertical y horizontal tienen alta resistencia a la tensión y son de 8 y 6.25 mm de diámetro respectivamente. El refuerzo horizontal adicional en forma de estribos que confinan los bordes del muro fue de acero suave de 4mm de diámetro. El esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último característico de las varillas de acero usadas y la resistencia en cubo al día del ensaye se dan en la tabla 3.3.1. Esta tabla también incluye los porcentajes de refuerzo usado para cada uno de los especímenes.



MUROS TIPO I

**Tabla 3.3.1a Características geométricas para muros tipo I.**



**Tabla 3.3.2b Características geométricas para muros tipo II.**

Id.	b cm	H cm	L cm	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M/VL	Ph %	REFUERZO			EN EXTREMOS		P axial ton	V max ton	SECCION
							EN EL ALMA fy kg/cm <sup>2</sup>	Pv %	fy kg/cm <sup>2</sup>	Ase cm <sup>2</sup>	fy kg/cm <sup>2</sup>			
SW-11	7	82.5	75	447.8	1.1	1.095	5300.7	2.4	4791	6.03	4791	0	26.5	REC.
SW-12	7	82.5	75	459	1.1	1.095	5300.7	2.4	4791	6.03	4791	23.45	34.66	REC.
SW-13	7	82.5	75	347.6	1.1	1.095	5300.7	2.4	4791	6.03	4791	36.19	33.64	REC.
SW-14	7	82.5	75	360.5	1.1	1.095	5300.7	2.4	4791	6.03	4791	0	27.01	REC.
SW-15	7	82.5	75	370.8	1.1	1.095	5300.7	2.4	4791	6.03	4791	18.86	32.62	REC.
SW-16	7	82.5	75	442.7	1.1	1.095	5300.7	2.4	4791	6.03	4791	46.89	36.19	REC.
SW-17	7	82.5	75	413.6	1.1	0.37	5300.7	2.4	4791	6.03	4791	0	25.18	REC.
SW-21	6.5	137.5	65	366.5	2.1	0.821	5300.7	2.5	4791	6.03	4791	0	12.95	REC.
SW-22	6.5	137.5	65	433.3	2.1	0.821	5300.7	2.5	4791	6.03	4791	18.55	15.29	REC.
SW-23	6.5	137.5	65	409.3	2.1	0.821	5300.7	2.5	4791	6.03	4791	34.96	18.35	REC.
SW-24	6.5	137.5	65	413.6	2.1	0.821	5300.7	2.5	4791	6.03	4791	0	12.23	REC.
SW-25*	6.5	137.5	65	385.3	2.1	0.821	5300.7	2.5	4791	6.03	4791	33.13	15.29	REC.
SW-26	6.5	137.5	65	257.7	2.1	0.4	5300.7	2.5	4791	6.03	4791	0	12.54	REC.

**Fig. 3.3.1 Características geométricas para muros tipo I y II.**

El refuerzo vertical fue diseñado de acuerdo con las recomendaciones del ACI Building Code para una combinación de fuerza axial y momento flexionante en la base del muro, excepto para los muros SW17 y SW26. Para probar la validez del diseño actual por cortante, el refuerzo horizontal de los muros SW17 y SW26 fue significativamente menor a lo recomendado por el ACI, en todos los demás aspectos el refuerzo de éstos muros fue similar al de los tipo I y II respectivamente.

Procedimiento de ensaye y secuencia de cargas.

Cada muro fue sujeto a una combinación de carga horizontal y axial. La carga axial constante se aplicó primero a través de una viga superior que la transmitió a la viga superior del muro en dos puntos, estos dos puntos correspondieron con el centro de los bordes del muro.

Tres niveles de carga axial constante fueron adoptados en el programa de prueba, ellos corresponden a 0.2, 0.1 y 0.0 de resistencia de compresión uniaxial de la sección del muro que es igual a  $0.85f_{cu}bl$ . Estos niveles de carga pueden ser considerados representativos de la magnitud de carga axial en: la base del muro a un primer nivel, a media altura y en lo más alto del edificio, respectivamente.

Después de que el total de la fuerza axial fue aplicada, el espécimen fue cargado horizontalmente con incrementos de carga en una velocidad de 0.04kN/s. A cada incremento de carga, ésta se sostenía por al menos 2 minutos para monitorear las cargas y deformaciones del muro, se marcaban las grietas, y se tomaban fotos del patrón de agrietamiento. Los transductores de presión en la línea de presión hidráulica de los pistones proporcionaron de forma exacta la carga aplicada. La respuesta de deformación fue monitoreada por LVDTs calibrados antes de cada prueba. Siete LVDTs fueron colocados a diferentes elevaciones del muro para medir los desplazamientos horizontales en el plano y fuera de él. Tres LVDTs adicionales fueron usados para monitorear los desplazamientos verticales, dos de ellos fueron usados para medir extensiones y contracciones en los bordes del muro y en la parte superior de éste, con el tercero se monitoreó cualquier rotación de la viga inferior. Straingages fueron empleados para medir la deformación unitaria del acero del refuerzo longitudinal en las cuatro esquinas de los bordes del muro y cerca de la viga inferior.

Los valores medidos de las cargas aplicadas, desplazamientos y deformaciones unitarias fueron registrados por una computadora automáticamente; la velocidad de medición fue de 10 canales por segundo.

#### *Discusión de los resultados.*

Antes de discutir los principales resultados de la investigación, es interesante hacer notar que el desplazamiento fuera del plano y los valores de rotación base registrados durante el ensaye fueron despreciables. Tales resultados son considerados como un indicador de que los muros fueron esencialmente sujetos a las condiciones de frontera requeridos.

#### *Características de resistencia y deformación.*

En este artículo se utilizó un índice definido como  $v = \frac{F_v}{bl0.85f_{cu}}$  llamado carga axial normalizada. Con este

índice se obtuvo que la carga horizontal sostenida por los muros Tipo I con la carga vertical normalizada igual a 0.1 y 0.2 fue más grande que los muros sujetos únicamente a carga horizontal en un porcentaje de 25 y 30%, respectivamente y fue más pronunciado este incremento en la resistencia en los muros esbeltos Tipo II. La resistencia más baja exhibida por el muro SW25 fue debida a una excentricidad no considerada

de las cargas vertical y horizontal que ocurrieron cuando el asiento esférico, usado para transferir la carga axial en el muro, inexplicablemente se movió durante el ensaye.

Con esta normalización se obtiene además que la variabilidad en la resistencia del concreto de hasta del 35% (ver espécimen SW26 contra el SW24) no afectaría en la resistencia y deformación de los muros. También puede notarse que para el mismo nivel de carga axial normalizada los valores del esfuerzo cortante último en los extremos, normalizados con respecto a  $f'_c$  ó  $\sqrt{f'_c}$  exhiben una variabilidad significativamente más grande que los resultados experimentales.

Es decir, estos índices no pueden considerarse adecuados para describir las condiciones de esfuerzos ni los modos de falla de los especímenes.

La carga de compresión axial parece no solo incrementar la rigidez lateral sino también reducir los desplazamientos horizontales. El grado de disminución de los desplazamientos con el incremento de carga axial para los muros Tipo II fue más grande que para los muros Tipo I

Como se esperaba, la carga axial de compresión afecta los desplazamientos verticales de los extremos del muro. Es claro que la elongación del extremo a tensión llega a ser mas pequeña cuando la carga axial se incrementa, mientras que sucede lo contrario en el extremo a compresión del muro. Tal comportamiento implica que a una carga axial más grande se hace mas larga la profundidad del eje neutral del muro y fallaría antes.

Es interesante notar que en contraste con lo que normalmente se esperaría, los especímenes SW17 y SW26; que no tienen carga axial, exhiben resistencias y deformaciones similares a los del tipo I y II respectivamente. A pesar de que estos muros (SW17 y SW26) contienen casi la mitad de del refuerzo horizontal que se les colocó a los demás muros de su Tipo. La razón para tal comportamiento se discute más adelante

#### *Medición de rigidez y deformaciones unitarias.*

Se encontró para ambos Tipos de muros ensayados, que el nivel de fuerza axial afecta significativamente la rigidez. De cualquier manera, la variación de los valores de rigidez secante con incrementos normalizados de carga axial es menos pronunciada para los muros Tipo II. Con la excepción del muro SW13, los muros Tipo I exhibieron una rigidez mayor de aproximadamente 65 y 100% a casi todos los niveles intermedios de carga horizontal cuando la carga axial normalizada se incrementa de 0 a 0.1 y 0.2. La más alta deformación exhibida por el espécimen SW13 es atribuida a un daño sufrido por la viga inferior durante el procedimiento de anclaje. En contraste a este comportamiento, la rigidez de los muros Tipo II solo se incrementa ligeramente con la carga axial normalizada de 0.1 y 0.2. Sin embargo para ambos Tipos de muros con carga axial normalizada de 0.1 y 0.2, los valores de rigidez fueron aproximadamente 70% más altos que los especímenes sujetos a carga horizontal sin carga axial.

Adicionalmente y en todos los casos la rigidez secante que correspondió a la resistencia última fue aproximadamente igual al 20 y 30 % de la rigidez correspondiente a un muro en fase de no agrietamiento.

Las lecturas de los straining gages indican que, excepto para el muro SW25, el refuerzo vertical en todos los otros casos exhiben deformaciones considerables post-agrietamiento antes de la falla. Es interesante notar que el espécimen SW17, el cual contiene solo 60% del refuerzo horizontal recomendado por el ACI, presenta comportamiento dúctil. Un incremento en la carga axial normalizada de 0.0 a 0.2 no alteró la máxima deformación unitaria en compresión del refuerzo mientras que condujo a una caída del máximo esfuerzo de tensión del acero. Es conveniente hacer notar que los valores de la profundidad del eje neutral calculados usando las deformaciones unitarias medidas están de acuerdo a los valores calculados usando la profundidad de grieta medida.

*Proceso de fractura y modos de falla.*

A continuación se describe el comportamiento general observado durante los ensayos; inicialmente las grietas por flexión aparecieron cerca del tercio inferior de la zona de tensión de los muros Tipo I, después de la aplicación del 15% de la carga horizontal última. La primera grieta inclinada apareció después de que el nivel de carga horizontal aplicada alcanzó el 40% de su valor último; en esta fase, las grietas por flexión se propagan con una leve inclinación dentro del alma del muro. Además, la carga horizontal causó nuevas grietas de flexión inclinadas que se desarrollaron y casi todas alcanzaron el borde en compresión del muro. Más allá de un nivel del 80% de la carga de falla, el patrón de agrietamiento experimentó insignificantes cambios hasta que progresivamente la cubierta del concreto que estaba en compresiones desprendió y una grieta vertical empezó a notarse. El agrietamiento vertical eventualmente causó la falla de la zona de compresión y ésta condujo a una caída de la capacidad a carga horizontal de los especímenes. La presencia de carga axial resultó en una amplia zona de aplastamiento debido a la gran profundidad del eje neutro.

Para los muro Tipo II el patrón de agrietamiento observado fue el casi el mismo. La notable diferencia comprende: las pocas grietas inclinadas; la ausencia del agrietamiento en el tercio superior del muro aún para los altos niveles de carga axial aplicada; y el hecho de que grietas casi verticales que eventualmente permitieron la falla del muro, se formaron entre grietas de flexión más profundas.

Es interesante hacer notar que para un estado de carga anterior a la falla, el ancho de las grietas de flexión aumentan considerablemente. De hecho, el promedio de espesor de grieta alcanzó 0.8 y 12mm para los Tipos I y II, respectivamente.

*Causa de la resistencia en muros y mecanismos de falla.*

La carga máxima horizontal resistida por los muros ensayados excedió, por un margen insignificante, la disminución de los valores de carga horizontal correspondiente a la capacidad a flexión como a fuerza cortante, como lo define ACI. Debe notarse que incluso la utilización de las características del endurecimiento por deformación del acero resulta en un valor conservador de la resistencia a flexión, mientras que las expresiones del ACI para la predicción del cortante indican que los especímenes SW13, SW15 y SW16 debieron fallar a cortante debido al aplastamiento del puntal de concreto inclinado supuesto por el modelo de la armadura.

Por otra parte, aunque el ACI predice que la carga horizontal correspondiente a la capacidad a flexión es significativamente menor que la correspondiente a cortante, el espécimen SW26 alcanzó esta carga pero falló de una manera dúctil a flexión. El espécimen SW17 también falló de una manera dúctil a pesar de que tenía cerca de la mitad del refuerzo horizontal del especificado por el ACI para evitar la falla por cortante. Tal comportamiento indica que, en contraste a como se cree ampliamente, el refuerzo horizontal no tiene un efecto significativo en la capacidad a cortante y ciertamente ese efecto no puede ser descrito por la analogía de la armadura.

De lo anterior se puede interpretar que las formulas del ACI no proporcionan un cálculo confiable de la resistencia a flexión y a cortante de los muros de concreto.

Los autores concluyen que:

1. Para todos los casos investigados, se encontró que mientras la carga axial en compresión reduce los desplazamientos vertical y horizontal, también causa un incremento en la capacidad de carga horizontal y las características de la rigidez secante; este incremento se vuelve más pronunciado con incremento de la relación de aspecto.

2. En contraste a lo que ampliamente se cree, el refuerzo horizontal no parece tener efecto significativo en la capacidad a cortante, ya que la reducción del refuerzo horizontal a más de la mitad del valor especificado por los códigos de edificación no afectan la carga de falla.
3. La respuesta esfuerzo-deformación de los muros se encontró independiente de las características de resistencia del concreto dentro de un rango de 30 a 55MPa.
4. La falla de los muros ocurrió debido al aplastamiento en la zona de compresión

### **3.4. Kumar Subedi Nutan (1991)**

*Estructuras de muros de cortante de concreto reforzado acoplados.*

#### *Resumen*

Tres modelos de muros acoplados de microconcreto de 15 niveles fueron ensayados a la falla como parte de este estudio, las estructuras fueron sujetas a carga lateral, que consistió en una carga puntual en la parte superior ó un sistema de cargas que representaron una distribución triangular.

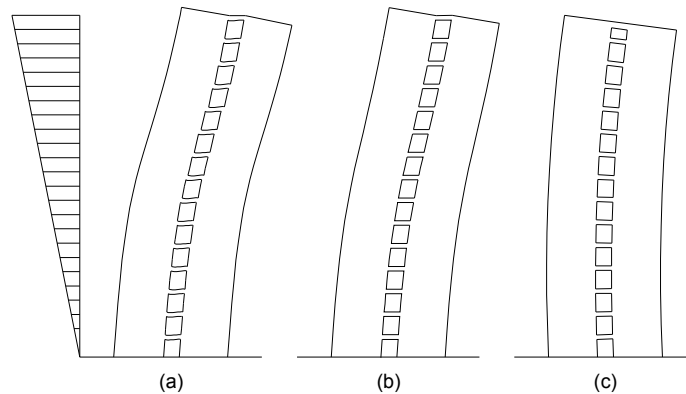
En este documento se propone un método de análisis para la resistencia última de estas estructuras. El método involucra la evaluación del comportamiento de las vigas acopladas con base en estudios previos, así como cálculos de la resistencia última. El método propuesto se usa para predecir el modo de falla y la resistencia última de los tres modelos descritos en este documento, así como los resultados de los ensayos.

*Comportamiento estructural de muros acoplados de concreto reforzado.*

En un análisis elastoplástico de muros acoplados, Paulay usó el concepto de carga incremental paso a paso para obtener una solución para la carga última del muro. El señala que para lograr la resistencia del muro, las vigas de acoplamiento necesitan poseer un alto grado de capacidad rotacional. Esto es cuestionable, particularmente si los muros son peraltados.

Paulay asume que todas las vigas acopladas en muros fallan a flexión, con el refuerzo principal fluyendo en la falla. En este modo de falla las vigas sufren rotaciones grandes. Sin embargo esta suposición no parece ser siempre exacta. Los experimentos llevados a cabo por Paulay (1971) de vigas de acoplamiento, y pruebas recientes de Dundee (1989), incluido el trabajo en vigas peraltadas de concreto reforzado, sugieren que el cortante o la tensión diagonal es un modo de falla común en vigas de concreto reforzado con relativamente baja relación claro-peralte y refuerzo.

Tres modos básicos de falla se pueden identificar en estructuras de muros cortante acoplados de concreto reforzado, dependiendo del grado de interacción y comportamiento de las vigas de acoplamiento.



(a) FALLA POR FLEXION DE LAS VIGAS DE ACOPLAMIENTO  
(b) FALLA POR CORTANTE EN LAS VIGAS DE ACOPLAMIENTO  
(c) VIGAS DE ACOPLAMIENTO TOTALMENTE RIGIDAS

**FIG. 3.4.1 Modos de falla**

c) Modo de falla uno; falla a flexión de las vigas de acoplamiento.

Este modo de falla ocurre en muros con vigas de acoplamiento relativamente poco peraltadas, con una cantidad pequeña de varillas principales. Inicialmente, bajo la acción de las cargas laterales, como se muestra en la fig. 3.4.1(a), los muros se deforman produciendo grietas de flexión en la zona de tensión del muro. Las vigas de acoplamiento cercanas a los niveles de esfuerzo favorables desarrollarán grietas de flexión en las uniones con el muro. Cuando la carga se incrementa, las grietas de flexión progresan profundamente dentro del muro. Algunas nuevas grietas también pueden desarrollarse a lo largo de la altura del muro. Las grietas a flexión pueden también propagarse en las vigas de acoplamiento.

Cuando la carga se aumenta, la falla del muro ocurrirá por el aplastamiento del muro a compresión en la esquina más esforzada y la propagación de las grietas a flexión se presenta en más vigas de acoplamiento a lo largo de la altura del muro, como se indica en la fig. 3.4.1(a).

d) Modo de falla dos; falla a cortante o tensión diagonal de las vigas de acoplamiento.

En muros de cortante acoplados y peraltados y con vigas de acoplamiento con refuerzo moderado, el modo de falla es caracterizado por la falla de la viga de acoplamiento a cortante o tensión diagonal.

Inicialmente, el proceso de falla comienza con la formación de grietas de flexión en la zona del muro a tensión. Las vigas de acoplamiento con niveles altos de esfuerzo podrían mostrar algunas grietas a flexión menores en las uniones con el muro.

Cuando la carga lateral se aumenta, la característica principal de este modo de falla será la formación de grietas por tensión diagonal en las vigas de acoplamiento en niveles de esfuerzos altos. Estas grietas inclinadas comienzan cerca del centro de la viga de acoplamiento y se propaga a través de la diagonal de compresión.

Al incrementar la carga seguirá la aparición de grietas a flexión en el muro y el progreso de las ya formadas a lo largo de la altura del muro. La propagación de la tensión diagonal dentro de la viga de acoplamiento seguirá a medida que la carga continúe incrementándose.

La falla en el muro ocurrirá con el aplastamiento del muro a compresión en la esquina más esforzada. La tensión diagonal de la mayoría de las vigas de acoplamiento también se completará casi simultáneamente con el aplastamiento del muro. El modo de falla se muestra en la fig 3.4.1(b).



- e) Modo de falla tres; acción rígida de las vigas de acoplamiento.

Cuando la acción de acoplamiento es fuerte, el modo de falla del muro es caracterizado por el aplastamiento de la esquina a compresión a esfuerzos elevados con daño parcial o ninguno de las vigas de acoplamiento. Este comportamiento es provocado por las conexiones rígidas dadas por las vigas de acoplamiento.

En este modo de falla, la tensión del muro desarrollará un largo número de grietas a lo largo de la altura de la estructura. La falla del muro parecerá como una viga en cantiliver bajo la acción de cargas laterales. El modo de falla se muestra en la figura 3.4.1(c).

En este trabajo se propone un método para evaluar el modo de falla y el esfuerzo último de este tipo de estructuras. El método se basa en la valoración del esfuerzo de las vigas de acoplamiento y el muro. Se hacen dos suposiciones principales:

La falla de la estructura ocurre cuando uno de los muros falla en compresión.

Todas las vigas de acoplamiento participan equitativamente hasta el estado límite último en que la estructura alcanza su punto de falla.

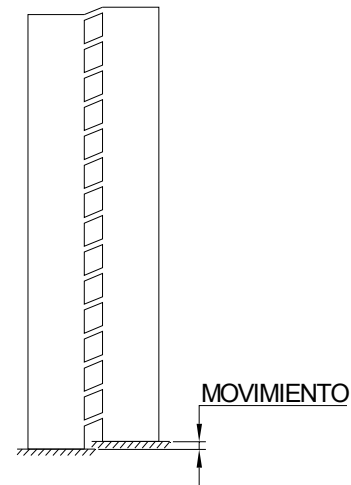
El estudio se limita a dos casos de cargas laterales: una carga puntual en la parte superior y cuatro cargas concentradas que forman una variación triangular a lo largo de la altura; así también como a un sistema simétrico de muros de cortante acoplados.

El comportamiento de muros acoplados implica que uno de ellos trabaja a tensión y otro a compresión, incluyendo las vigas de acoplamiento para transmitir básicamente los cortantes entre los muros. En este contexto y para aplicar el método de predicción de resistencia objeto de este trabajo, se considerará el signo negativo o positivo de la carga axial, dependiendo de si están en tensión o compresión.

Ya se mencionó que el modo de falla de una estructura con muros cortante acoplados depende de la efectividad de la acción del acoplamiento. Si la acción de acoplamiento es flexible, entonces los modos de falla por flexión o cortante de las vigas de acoplamiento ocurrirá. De otra manera, si el acoplamiento es rígido, ocurrirá la falla del muro como voladizo. Por lo tanto, es indispensable evaluar la efectividad de las vigas acopladas con respecto a los muros. La pregunta principal es: ¿las vigas acopladas fallarán primero antes que los muros ó fallarán los muros antes de que las vigas lo hagan?

La efectividad de la acción del acoplamiento puede ser establecida por la comparación del momento resistente del muro a compresión con la fuerza axial y el momento impuesto por el acoplamiento de las vigas, si todas las vigas fueran a alcanzar la falla.

En la fig. 3.4.2 se supone que la falla de las vigas acopladas se alcanza por la imposición de un desplazamiento relativo entre los dos muros. De esta manera el modo de falla y las fuerzas en los extremos de las vigas pueden ser evaluados.



DEFORMACIÓN RELATIVA SUPUESTA  
PARA EVALUAR LA EFECTIVIDAD DE  
LAS VIGAS DE ACOPLAMIENTO

FIG. 3.4.2 Modos de falla

*Modelos.*

Los modelos de muros acoplados fueron elaborados a una escala aproximada 1/30th de un edificio de 15 niveles y se ensayaron a la falla.

Los modelos uno y dos fueron hechos de cemento y arena graduada con un agregado máximo de 2.36mm. En el caso del modelo tres, se usó concreto normal con un agregado máximo de 5mm.

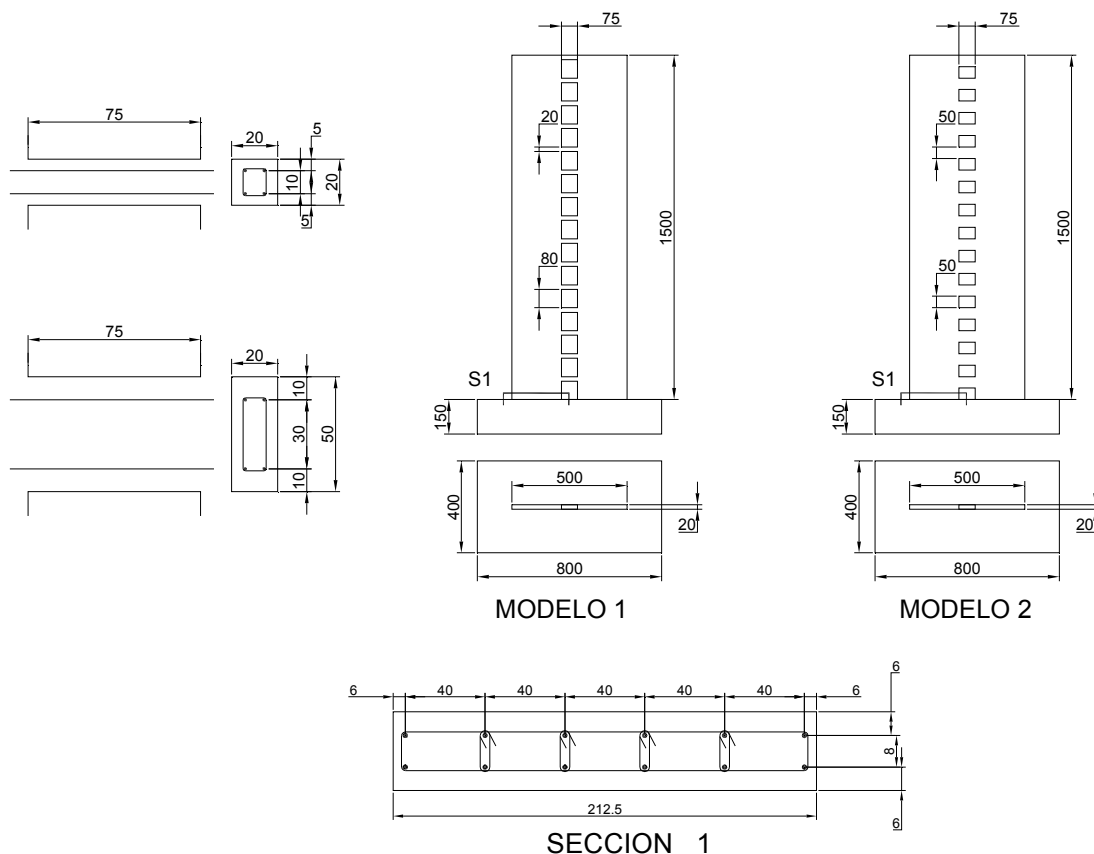
El refuerzo consistió en barras longitudinales de 4.75mm de diámetro.

Las dimensiones de los modelos fueron escogidos para dar diferentes modos de falla. (ver fig. 3.4.3).

Las pruebas se llevaron a cabo bajo dos tipos de cargas. Los modelos uno y dos fueron probados bajo una carga puntual en la parte superior. El modelo tres fue probado bajo un arreglo de cuatro puntos de carga para dar una distribución triangular equivalente colocadas a lo largo de la altura del muro.

Procedimiento de prueba y observación.

Generalmente, el procedimiento de prueba consistió en aplicar la carga en tres ciclos. En los dos primeros ciclos de prueba, los modelos fueron sujetos a pequeños incrementos de carga para predeterminar niveles de carga, seguidos de una descarga gradual. En el tercer y último ciclo, la carga fue incrementada hasta que la falla completa fuera observada. Los principales rasgos observados durante la prueba para cada uno de los modelos fueron los siguientes:



**FIG. 3.4.3 Características de los modelos**

Id.	b cm	H cm	L cm	f'c kg/cm <sup>2</sup>	M/VL	Ph %	REFUERZO			EN EXTREMOS		P axial ton	Vmax kg	SECCION
							EN EL ALMA		fy kg/cm <sup>2</sup>	Ase cm <sup>2</sup>	fy kg/cm <sup>2</sup>			
							fy kg/cm <sup>2</sup>	Pv %						
1	2	150	50	418.5	3.0	0.6485	3924.6	1.162	3924.6	0	0	0	504.6	REC.
2	2	150	50	384.7	3.0	1.847	3925	1.162	3925	0	0	0	499.5	REC.

Id.	b cm	H cm	L cm	f'c kg/cm <sup>2</sup>	M/VL	Ph %	REFUERZO			EN EXTREMOS		P axial ton	Vmax kg	SECCION
							EN EL ALMA		fy kg/cm <sup>2</sup>	Ase cm <sup>2</sup>	fy kg/cm <sup>2</sup>			
							fy kg/cm <sup>2</sup>	Pv %						
1	2	150	50	418.5	3.0	0	0	0	0	1.35	3925	0	504.6	REC.
2	2	150	50	384.7	3.0	0	0	0	0	1.35	3925	0	499.5	REC.

**TABLA. 3.4.1 Características de los modelos**

El f'c de la tabla 3.4.1 se obtuvo multiplicando al fcu por 0.85, en l misma no aparecen los datos del muro 3, debido a que la aplicación de la carga dificulta obtener el factor M/VL, además que no se indica en el artículo original si tiene refuerzo horizontal, siendo así, no aplicaría el método propuesto que se explica mas adelante.

Modelo uno.

En este modelo, la primera señal de ruptura apareció a una carga de 1800N en el segundo ciclo de la prueba en el muro a tensión con ubicaciones de 450, 790 y 840 mm de la base. A una carga de 2100N, las grietas empezaron a aparecer en los extremos de las vigas de acoplamiento en los pisos 5, 6, 7 y 8. Las grietas siguieron propagándose y creciendo en el muro a tensión a los subsecuentes incrementos de carga. A los 2700N, las grietas penetraron también en la zona de compresión del muro. Al mismo tiempo, las grietas aparecieron en los extremos de las vigas de acoplamiento en los pisos 4, 11 y 12. A partir de 3000N, que fue la carga máxima aplicada en el ciclo dos, delgadas grietas fueron apareciendo en los pisos 2, 3 y 13.

En el ciclo tres, pocas grietas nuevas se formaron. La principal actividad fue la abertura de las grietas ya formadas. Cerca de una carga de 3000N se pudo ver claramente la rotación de los extremos de las vigas, un aviso de cómo el movimiento relativo vertical entre los muros era mayor.

A los 3800N algunos descascaramientos ocurrieron, seguidos del inicio del aplastamiento. A 4350N, se ensancharon las grietas de tensión cerca de la base del muro. A los 4600 N, el ruido del aplastamiento fue escuchado, la esquina en compresión del muro se había aplastado.

Esto muestra claramente que la mayoría de las vigas de acoplamiento habían fallado con amplias grietas a flexión. En muchos casos, el concreto en la zona de compresión también se había aplastado. Sin embargo la

falla final de la estructura fue completamente producida por una falla a compresión del muro para la carga máxima de 4950N.

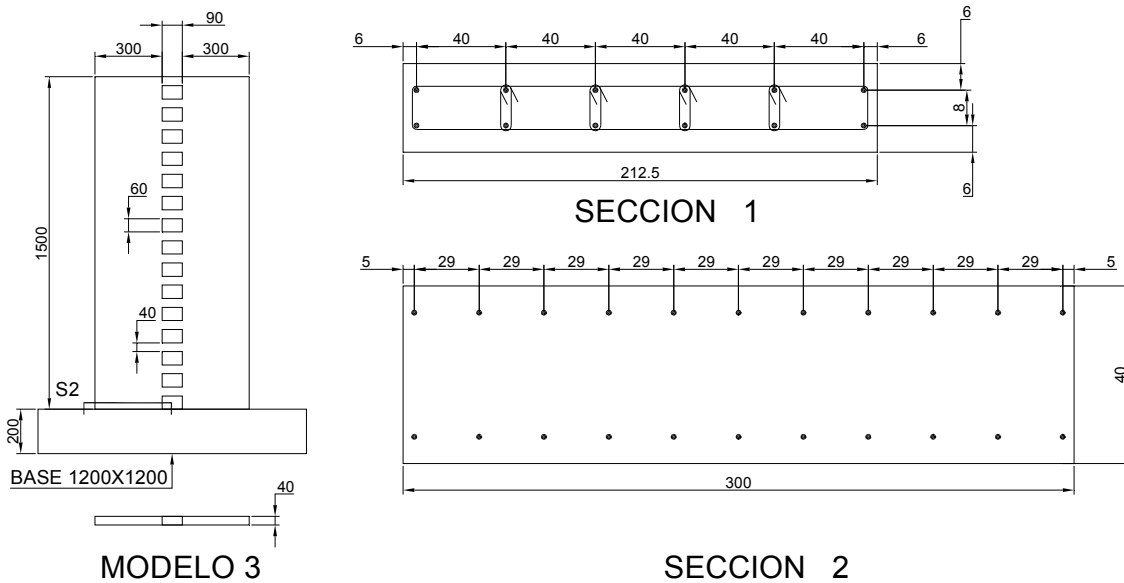
**Modelo dos**

En el ciclo uno, las primeras grietas fueron vistas cerca de una carga de 1700N en el muro a tensión. La carga máxima aplicada en el ciclo uno fue de 1850 N. En el ciclo dos, a cargas más grandes, mas grietas aparecieron en el muro a tensión. Algunas grietas en los extremos de las vigas de acoplamiento de los niveles 5, 6 y 7 fueron vistas, pero esas grietas no parecieron ser importantes. La carga máxima en este ciclo fue 3250 N.

En el ciclo tres, las grietas de tensión en el muro se hicieron mas anchas e incrementaron su longitud. El desarrollo de las grietas en los muros fue casi el de una viga común en cantiliver. La falla final ocurrió a 4900N por el aplastamiento del muro en la esquina de compresión. Las vigas acopladas sufrieron solo daños menores.

**Modelo tres.**

Este modelo fue probado en cuatro ciclos. En el ciclo dos algunas finas grietas fueron vistas cerca de los extremos de todas las vigas del nivel 6 hacia arriba con una carga de 18000N. Ningún evento adicional fue registrado hasta los 25000N, la máxima carga del ciclo tres, donde algunas grietas diagonales fueron vistas en las vigas.



**FIG. 3.4.3 Características de los modelos**

Durante el ciclo cuatro, a una carga de 30000N grietas por tensión diagonal en las vigas y grietas en el muro a tensión fueron registradas. A una carga de 45000N, grietas diagonales se desarrollaron también en las vigas de los niveles 9 a 13; al mismo tiempo, se abrían grietas cerca de la zona inferior del muro a tensión.

A los 50000N, grietas diagonales totalmente desarrolladas se formaron en todas las vigas de acoplamiento, excepto el lo mas alto y algunas grietas a flexión también penetraron en la zona de compresión del muro.

A los 53000N, el muro falló completamente por el aplastamiento de la esquina a compresión del muro. La falla de las vigas de acoplamiento de los niveles 13 a la 15 vigas fue del tipo de tensión diagonal caracterizada por una larga grieta diagonal.

#### *Resultados.*

En el primer paso del análisis, se estableció el modo de falla y la carga última de las vigas acopladas. En un segundo paso, la información de las vigas acopladas fue usada para determinar el modo de falla y la carga última para el sistema completo del muro.

En todos los cálculos, se supuso un bloque rectangular de esfuerzos, con el esfuerzo a la falla de  $0.64f_{cu}$  para el concreto;  $f_{cu}$ , es la resistencia del concreto determinado en cubo.

En el modelo uno, se supuso que las vigas de acoplamiento fallan a flexión, la cual sujetaría al muro a una carga axial de 9.93kN y un momento de 1424kNmm. Después el momento resistente del muro fue determinado aproximadamente de la compatibilidad de esfuerzos.

El resultado sugirió que el momento resistente del muro  $M_{(res)2}$ , fue 2902kNmm, y que tomaría carga adicional. La carga de falla para la estructura para una carga puntual en la cima fue de 4.62kN. Ambos modos de falla y la carga última del análisis concuerda bien con los resultados experimentales.

Siguiendo los pasos del modelo uno, los resultados del modelo dos se examinaron. Inicialmente las vigas de acoplamiento se supone que fallan a flexión con tal de que el movimiento relativo en los extremos de las vigas se pudiera producir. Esto impondría en los muros una fuerza axial de 63.29kN y un momento de 9081kN mm. Pero cuando el momento resistente del muro en compresión,  $M_{(res)2}$  fue calculado,  $M_{(res)2}=4420kN$  mm, este valor fue menor que el que impondrían las vigas (9081kNmm). Por lo tanto, las vigas acopladas no pudieron fallar. El muro fallo antes que las vigas. Esto también sugiere que la acción de acoplamiento es fuerte y el muro se trato de comportar como un muro compuesto. La predicción del modo de falla es el de un comportamiento compuesto y su correspondiente carga última es 5.18kN.

Los resultados para el modelo tres concuerdan razonablemente. El cortante (desprendimiento diagonal) como modo de falla fue predicho para las vigas acopladas. En las pruebas, casi todas las vigas, con la excepción del nivel uno, mostraron grietas diagonales. La falla final del aplastamiento del muro a compresión se confirmó. La carga de falla última para los cuatro puntos de la distribución triangular también concuerda con el análisis.

Los tres modelos de muros acoplados de concreto reforzado representan un pequeño rango de los tamaños y formas prácticos. Por lo tanto se necesitan mas ensayos para justificar el método propuesto de análisis. Como sea de las limitadas pruebas presentadas aquí, es claro que el comportamiento de estos muros es generalmente influenciado por el comportamiento de las vigas de acoplamiento.

En los tres modelos estudiados aquí, tres diferentes modos de falla diferentes fueron observados. Los modos de falla se muestran en la fig 3.4.1, y son clasificados por el tipo de interacción entre las vigas de acoplamiento y el muro. En todos los casos, la falla final del muro es completamente por el aplastamiento del muro en compresión. Esto indica que aún en el caso de la falla por cortante de las vigas, los muros a compresión alcanzan su esfuerzo último. Esto es posible porque las vigas de acoplamiento fallan en cortante a una carga menor que la de su capacidad a flexión, y el mecanismo de falla que se forma permite al muro una rotación adecuada.

Las conclusiones principales del estudio son las siguientes:

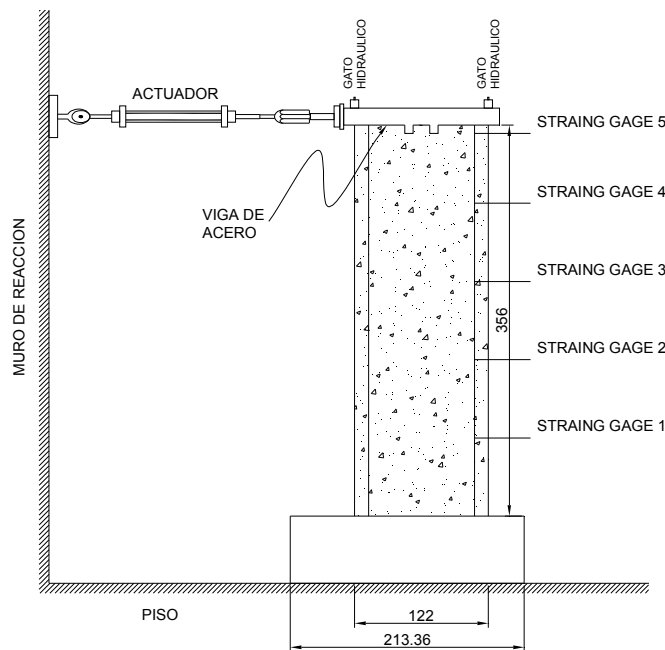
1. El comportamiento de estas estructuras es muy influenciado por el comportamiento de las vigas de acoplamiento.
2. Los ensayos en tres estructuras revelan tres modos de falla diferentes; flexión, cortante y compuesta.
3. Se propone un método para predecir los modos de falla y el esfuerzo último de estas estructuras. El método se basa en evaluaciones de vigas y muros. El método es simple para cálculos a mano.
4. El método propuesto de análisis da buenos resultados con los tres modelos probados, diseñados para verificar tres diferentes modos de falla.
5. Además las pruebas son sugeridas para confirmar la exactitud del método.

**3.5. Ali Aejaz y Wight James K. (1991)**

*Muros estructurales de concreto reforzado con aberturas de puertas alternadas.*

*Resumen*

Esta investigación se refiere al comportamiento de muros con aberturas asimétricas; como esta tesis se refiere a muros sin aberturas, sólo se hará referencia al muro W1 que cumple con esta característica; sus datos principales se muestran en las figuras 3.5.1 y 3.5.2 y tabla 3.5.1.



**FIG. 3.5.1 Características del modelo**

Sólo una capa de malla de refuerzo (varillas #2,  $f_y$  promedio de 81.5ksi, 562MPa) fue usada por el poco ancho de los especímenes.

Id.	b	H	L	$f_c$	M/VL	Ph	REFUERZO					P axial	V max	SECCION
							EN EL ALMA		EN EXTREMOS					
	cm	cm	cm	kg/cm <sup>2</sup>		%	$f_y$	Pv	$f_y$	Ase	$f_y$	ton	ton	

**N4**    7.62    355.6    116.8    351.7    2.91    0.003    5728.8    0.003    5728.8    10.16    5504.9    27.52    14.49    COL.

**Tabla 3.5.3 Características del modelo**

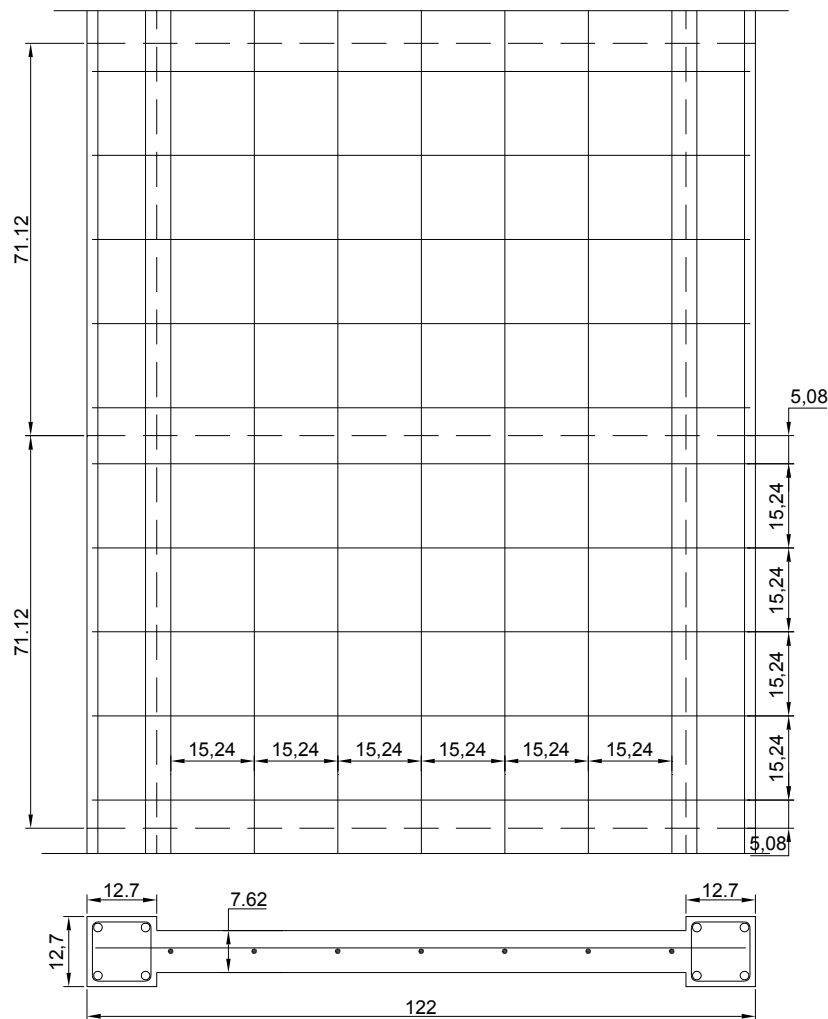


FIG. 3.5.2 Refuerzo del modelo

Una columna longitudinal de borde con porcentaje de refuerzo de 0.03 fue proporcionada por cuatro varillas #4 (promedio  $f_y=78.4$  ksi; 540 MPa) en el elemento de borde. Un estribo cerrado (3/16 in, 5mm) fue usado como refuerzo transversal en los elementos de borde a un espaciamiento de 2.5 in (65mm) para los primeros dos niveles. El espaciamiento fue duplicado a 5in (130mm) para los tres niveles superiores. Para los niveles inferiores, el espaciamiento resultó en un porcentaje de refuerzo transversal (5) igual a aproximadamente la mitad del requerido por el código UBC (1985). El recubrimiento del concreto en los elementos de borde se redujo a 0.3 in (17.5 mm), así que la relación del área del centro confinado al área gruesa de la columna de borde fue muy cercana a la del miembro.

El espécimen fue sujetado al piso estructural y ensayado en una posición vertical. La figura 3.5.1 muestra el arreglo de la prueba. Los ciclos de carga lateral fueron aplicados a través de un gato hidráulico en la parte superior, el cual operó en un modo de control de desplazamientos. Los desplazamientos para la parte superior fueron cíclicos incrementando los drift (los desplazamientos superiores divididos entre la altura del muro), como se muestra en la fig. 6. Una carga vertical de 60 kips (270 kN), se mantuvo constante a lo largo de la prueba, resultando en un esfuerzo de compresión axial de aproximadamente de 400 psi (2.8 MPa). La cantidad de carga axial estuvo muy por debajo de la carga resistente del muro.



En general, todos los muros ensayados exhibieron un comportamiento dúctil a flexión. El espécimen sin aberturas, W-1, experimentó un drift promedio tan grande como 3% sin ninguna pérdida significativa de resistencia y una pérdida menor relativa de rigidez. El comportamiento estable del muro W-1 se describe en las curvas de fuerza-desplazamiento y la curva base momento-rotación. Las rotaciones de la base fueron calculadas de los transductores de desplazamiento colocados en los elementos de borde con calibradores de longitud de la altura de un piso. La energía fue principalmente disipada por el ensanchamiento de las grietas de flexión-cortante, las cuales fueron propagadas sobre los tres primeros niveles del espécimen. Había también algunos agrietamientos de compresión fuera de los bordes de los elementos columnas en los extremos finales de los especímenes. Se observó poco deslizamiento menor a lo largo de las juntas de construcción durante los ciclos iniciales.

La falla aparentemente en los especímenes con aberturas ocurrió por la alta concentración de cortante y compresión en la porción exterior del muro, acompañada por la carencia de confinamiento en el plano resultado de la presencia de las aberturas en los extremos. Los altos cortantes y compresiones por sí solos no son suficientes para causar la falla, como se demuestra por el espécimen W-1.

Las principales conclusiones de este trabajo se resumen a continuación, y como se indica en el mismo estudio, sus resultados son sólo válidos para muros estructurales esbeltos con un moderado nivel de esfuerzo axial (menor a 500psi, 3.5 MPa) y bajo nivel de esfuerzo cortante ( $0.25$  a  $0.33 \sqrt{f'_c}$  MPa) las conclusiones fueron:

4. Los muros estructurales que satisfacen esos requerimientos pueden experimentar drift promedios por nivel de al menos 1% sin mayor daño. Drifts más altos son posibles con elementos de confinamiento adecuados.
5. El Uniform Building Code (1985) indica que para muros con elementos de confinamiento pueden ser significativamente relajados si satisfacen esos requerimientos.
6. El concepto de aberturas aleatorias es una alternativa viable en muros acoplados.
7. El estudio experimental, el cual fue limitado a tres diferentes escenarios de configuraciones de aberturas alternadas, mostró que las aberturas por puertas localizadas muy cerca del eje de la columna de borde elimina el confinamiento en el plano y puede disparar una falla temprana de cortante por compresión.
8. La abertura en muros causa una significativa reducción de la rigidez de los muros y tiene menor capacidad de disipación de energía.

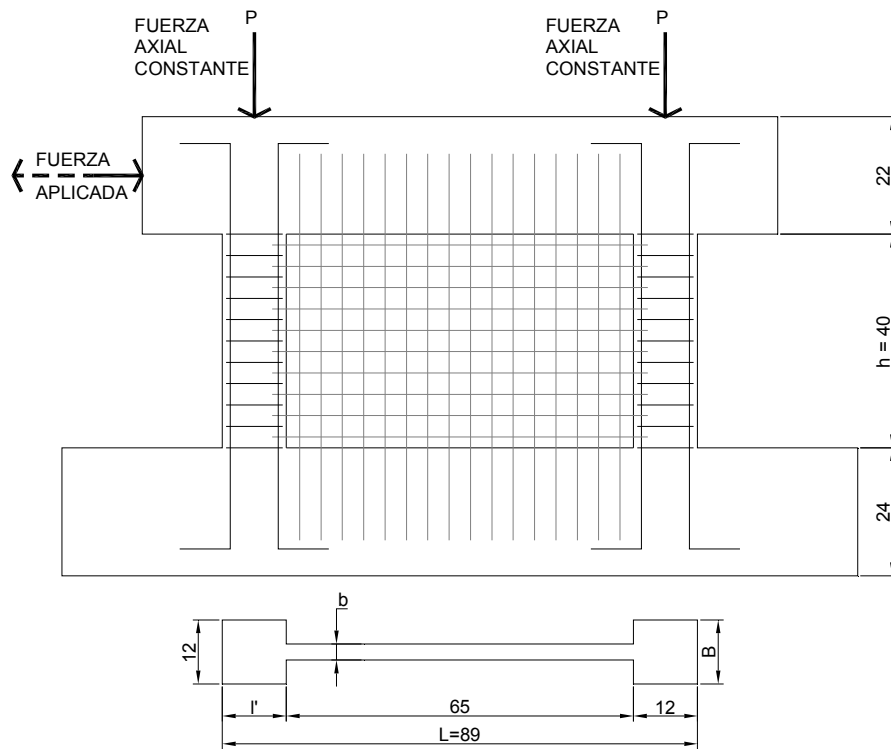
**3.6. Mochizuki Makoto, Onozato Norikazu, Fujiwara Tatsuhito y Watanabe Daisuke. (1994)**

*Esfuerzos y deformaciones de marcos de muro de cortante de varios niveles usando concreto de 500 kg/cm<sup>2</sup>*

*Resumen*

Este artículo trata del esfuerzo y deformación de marcos con muros de cortante de varios niveles usando concreto de 500 kg/cm<sup>2</sup>. De los experimentos se observó que el comportamiento a la falla de los especímenes fue con certeza el mismo que el de los muros de cortante usando concreto con menor resistencia.

La figura 1 muestra las dimensiones, barras de refuerzo y método de carga de los especímenes. Las vigas superior e inferior de los especímenes fueron rigidizadas y reforzadas para simular la base del muro de un marco con muros de cortante de varios niveles. Las dos columnas laterales fueron suficientemente reforzadas para no fallar a cortante.



En general, los modos de falla pueden ser controlados por la cantidad de varillas principales y por la magnitud de la fuerza axial en las columnas laterales. Los especímenes 93SW-1, 93SW-3,4 y 93SW-5 fueron diseñados para fallar en flexión, flexión-cortante y cortante respectivamente.

Los especímenes fueron sujetos a cargas horizontales repetidas actuando en la viga superior mediante un actuador (capacidad de carga máxima 75ton fuerza). La carga se aplicó dos veces a cada incremento de rotación de  $1.0 \times 10^{-3}$  rad.

La tabla 1 muestra la cantidad y esfuerzo de fluencia de las varillas de refuerzo, y el esfuerzo de compresión de los cilindros de concreto así como la carga axial aplicada.

En la tabla 3.6.1 se dan las dimensiones de los especímenes, y todas las características de los mismos.

Id.	b cm	H cm	L cm	f' <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M/VL	Ph %	REFUERZO					P axial ton	V max ton	SECCION
							EN EL ALMA		EN EXTREMOS					
							f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	P <sub>v</sub> %	f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	A <sub>se</sub> cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>			
SW-1	2.7	62	89	507	0.7	1.15	5042	1.15	5042	2.56	3945	0	14	COL.
SW-3	3	62	89	515	0.7	1.05	5042	1.05	5042	10.16	3956	0	28.7	COL.
SW-4	2.6	62	89	509	0.7	1.18	5042	1.18	5042	10.16	3956	0	30.2	COL.
SW-5	2.8	62	89	528	0.7	1.11	5042	1.11	5042	10.16	3956	15	38.4	COL.

**Tabla 3.6.1 Características de los modelo**

La siguiente conclusión fue obtenida en este artículo por los autores: el comportamiento a la falla es el mismo que el de especímenes usando concreto de 200 a 400 kg/cm<sup>2</sup>, y que es importante la cuantía de refuerzo del muro. Este y otros aspectos ya los considera el método que se expone en la tesis. Se tomarán los resultados experimentales de este artículo para aplicar el método del capítulo 4.

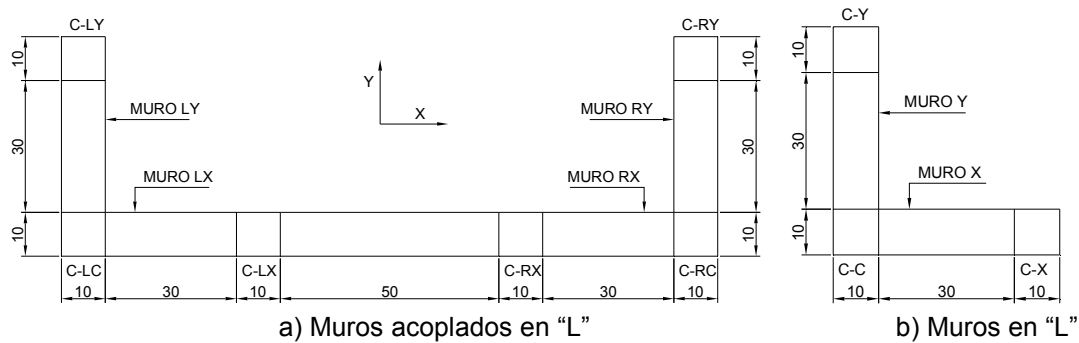
### **3.7. He Mingxuan, Arai Yasuyuki y Mizoguchi Mitsuo. (1994)**

*Resistencia a flexión biaxial última de muros de cortante de concreto acoplados no planos.*

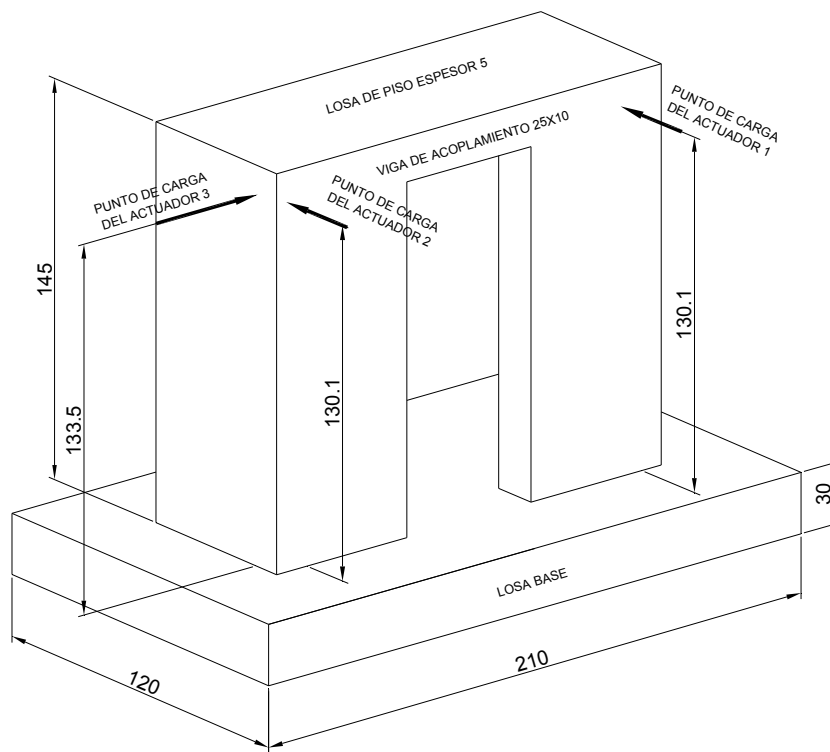
#### *Resumen*

En este artículo se ensayaron cinco muros de concreto reforzado, tres acoplados con sección en L, y dos muros "aislados" con sección L para examinar el comportamiento a flexión en dos direcciones.

Muchos edificios de varios niveles son construidos con muros de cortante, los cuales consisten en núcleos de elevadores y muros con formas en planta, no planas; tales como secciones en L, T y muros acoplados en L. Sin embargo, hay una carencia de normatividad establecidas para el diseño sísmico de ellos y muy pocas investigaciones de muros en L y muros acoplados en L han sido llevadas a cabo. Algunas de esas investigaciones en muros de sección en L han sido hechas por los autores, en el Instituto Tecnológico Muroran de Japón. En este artículo se propone un método de análisis de resistencias últimas de muros en L acoplados en dos direcciones.



**FIG. 3.7.1 Características geométricas de los muros**

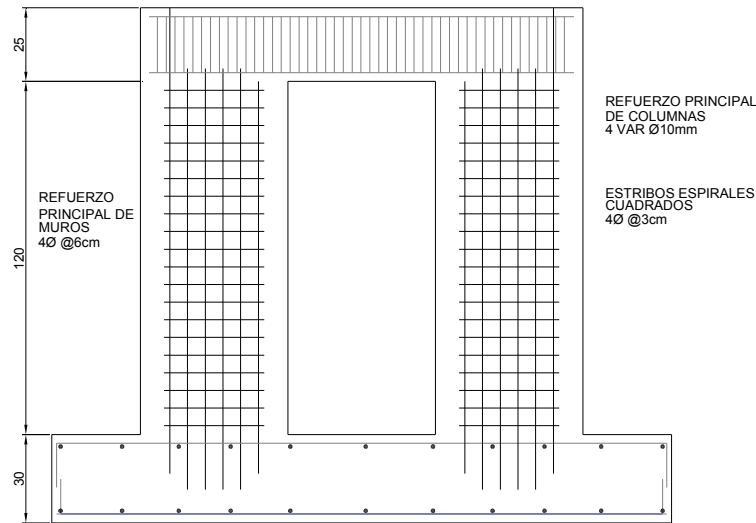


**FIG. 3.7.2 Características geométricas de los muros**

*Especímenes de prueba.*

En este trabajo tres muros acoplados de sección en L y dos muros en sección en L fueron ensayados a la falla. Como se muestra en las fig. 3.7.1 y 3.7.2, los muros consisten en una losa de piso formando marco con las columnas, las cuales fueron diseñadas para fallar a flexión y tienen el mismo espesor de 100mm que los muros. Se usó concreto normal con un agregado máximo de 10mm para estos especímenes de prueba. Las varillas de refuerzo usadas para la losa y muros fueron de 4mm de diámetro con un espaciamiento de

60mm. Estribos rectangulares con un espaciamiento de 30mm se usaron en las vigas y columnas acopladas. Las barras de refuerzo principal de las columnas y vigas de acoplamiento fueron de 10mm de diámetro. Los detalles de refuerzo para los especímenes son mostrados en la fig. 3.7.3, y las propiedades de los materiales son dadas en la tabla 3.7.1. La fig.3.7.4 muestra las deflexiones laterales que se dieron en la parte superior del muro bajo la carga cíclica reversible, donde 0°, +22.5° y ±45° respecto al eje X para los tres muros en L acoplados y 0° y ±45° respecto al eje X para los muros en L. (+45° y -45° son llamados 45° débil y 45° fuerte, respectivamente) indican la dirección de la aplicación de la carga.

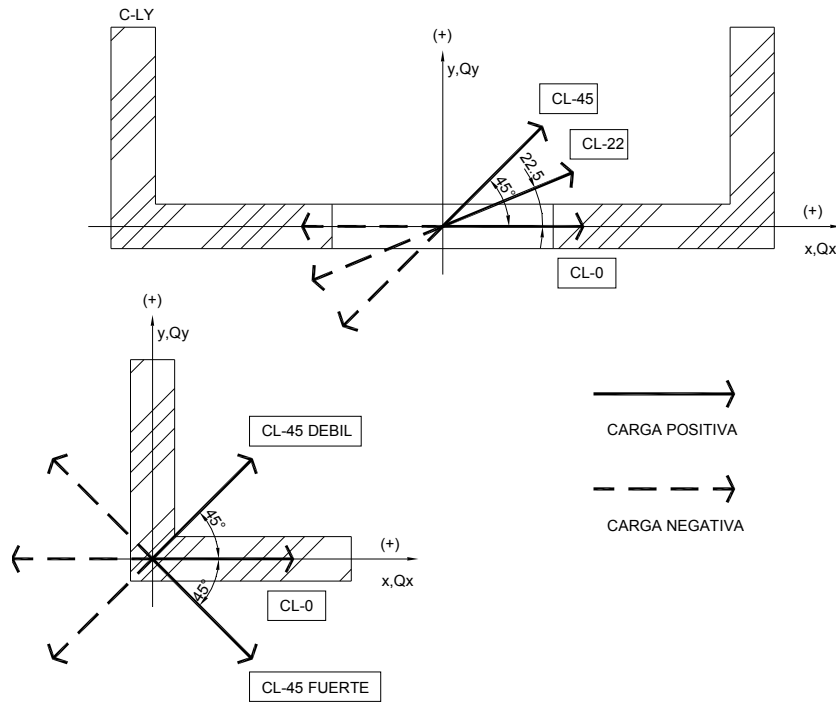


**FIG. 3.7.3 Detalle de refuerzo de los especímenes**

Las cargas laterales en la parte superior de los muros fueron aplicadas por actuadores que producen un incremento gradual de deflexiones laterales en direcciones X y Y, respectivamente. Suficiente separación se dejó para dar libertad a las deformaciones axiales de las vigas de acoplamiento y para estar seguros de que no hubiera esfuerzo axial debido a la restricción de las barras de carga. Un actuador fue usado para restringir la torsión horizontal de la losa de piso. Los incrementos de las deformaciones reversibles (-) fueron en ángulos de rotación de  $1 \times 10^{-3}$ ,  $2 \times 10^{-3}$ ,  $4 \times 10^{-3}$ ,  $6 \times 10^{-3}$ ,  $10 \times 10^{-3}$ ,  $15 \times 10^{-3}$ ,  $20 \times 10^{-3}$  y  $45 \times 10^{-3}$  radianes. Cuatro transductores de desplazamiento variable fueron usados para medir los desplazamientos laterales y seis para los desplazamientos axiales. La carga aplicada para cada actuador es la componente de carga en direcciones X y Y. Los esfuerzos (tensiones) en el refuerzo longitudinal de las columnas, muros y vigas de acoplamiento fueron medidos por strain gages con una longitud de 2mm.

Id.	b cm	H cm	L cm	f'c kg/cm <sup>2</sup>	M/VL	Ph %	REFUERZO						SECCION	
							EN EL ALMA			EN EXTREMOS				
							f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	P <sub>v</sub> %	f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	A <sub>se</sub> cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	P axial ton	V max ton	
L0-	10	131.8	50	268	2.636	0.2066	1810	0.2066	1810	5.704	3880	0	3.95	PAT.
L0+	10	131.8	50	268	2.636	0.2066	1810	0.2066	1810	12.028	3880	0	5.92	PAT.
L45-	10	131.8	50	243	2.636	0.2066	1810	0.2066	1810	5.704	3880	0	3.81	PAT.
L45+	10	131.8	50	243	2.636	0.2066	1810	0.2066	1810	12.03	3880	0	6.64	PAT.
CL0	10	131.8	150	203	0.879	0.2066	1810	0.2066	1810	19.592	1810	0	16.05	PAT.

**TABLA. 3.7.1 Direcciones de la carga aplicada**



**FIG. 3.7.4 Direcciones de la carga aplicada**

Las grietas de flexión comenzaron a aparecer en los extremos de los muros y las vigas de acoplamiento (esquina), después que las grietas inclinadas aparecieron, cuando se inició la fluencia del refuerzo longitudinal. Después que las cargas laterales máximas fueron alcanzadas, se observó que se abrieron las grietas inclinadas que inicialmente se formaron.

La rigidez en dirección X y en la dirección de la deflexión disminuyó con la aparición de grietas y con la fluencia de las barras principales. Después que se alcanzó la carga lateral máxima, la capacidad de carga se redujo gradualmente debido al aplastamiento de la esquina en compresión del muro. En dirección Y, un ligero incremento en la capacidad de carga se observó después del quinto ciclo.

Con base en los resultados de prueba de muros en L acoplados sujetos a cargas biaxiales, los autores obtienen las siguientes conclusiones:

- (2) los resultados de prueba de la resistencia a flexión última en las direcciones de la deflexión están muy cerca de los valores calculados considerando el efecto de las vigas de acoplamiento.
- (3) las cargas laterales últimas en direcciones X y Y pueden ser propiamente presentadas por el diagrama de esfuerzos flexionantes bi-direccionales para muros en L

Para efectos de la tesis, estos muros fallarán a flexión y su resistencia se comprobará con el método que se expone en el siguiente capítulo.

**3.8. Matsumoto Toshio, Nishihara Hiroshi, Suzuki Hideyuki y Tabata Taku. (1994)**

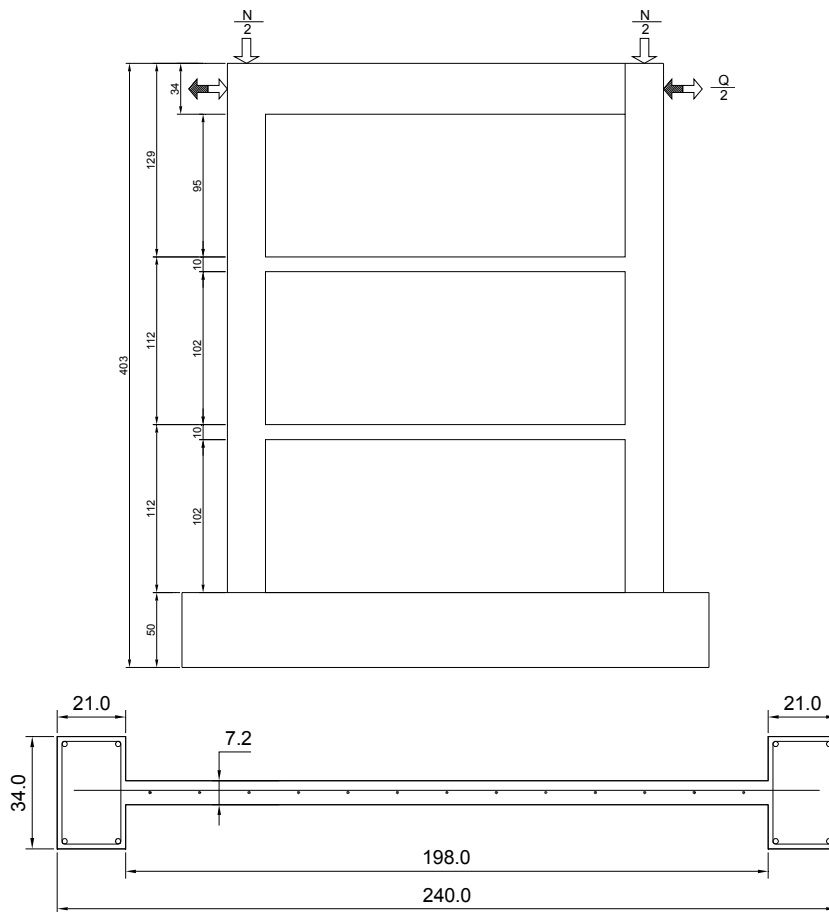
*Estudio experimental acerca del mecanismo de falla de muros de cortante precolados de varios niveles.*

*Resumen*

Este estudio consistió en una serie de pruebas de cargas horizontales de muros prefabricados con juntas verticales y horizontales. Cinco especímenes fueron elaborados y ensayados. Basados en los resultados de pruebas, los autores proponen una ecuación para calcular el esfuerzo cortante último que intenta describir el mecanismo de falla.

El mecanismo de falla de muros prefabricados de varios niveles se considera diferente de los de concreto reforzado construidos monólicamente por la presencia de juntas horizontales para la conexión de los paneles de muros con las vigas del piso ó losas, y las juntas verticales entre muros y los castillos de otros muros ó columnas de borde.

Los autores de este documento hicieron una serie de pruebas de carga de muros de varios niveles teniendo juntas verticales y horizontales en el plano de la estructura y compararon su desempeño estructural con muros convencionales de concreto. Concretamente, se examinó el efecto de confinamiento de las vigas, el efecto de la cantidad de refuerzo longitudinal en las columnas de borde o extrema en el mecanismo de falla.



**FIG. 3.8.1 Características geométricas de los especímenes**

Id.	b cm	H cm	L cm	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M/VL	Ph %	REFUERZO						SECCION		
							EN EL ALMA		EN EXTREMOS		fy kg/cm <sup>2</sup>	fy kg/cm <sup>2</sup>		P axial ton	V max ton
							fy kg/cm <sup>2</sup>	Pv %	Ase cm <sup>2</sup>						
1	7.2	336	240	288.7	1.4	0.35	3930	0.35	3930	21.28	3760	62.78	72.5	COL.	
										6.2824	3640				

**Tabla 3.8.1 Características generales**

Los especímenes fueron muros prefabricados que representan tres pisos. Fueron escalados en una relación 1/2.5 de su tamaño real. Los datos de cinco de ellos se muestran en el artículo original, aquí solo tomaremos los datos del espécimen 1. Los especímenes fueron catalogados como muros que tenían vigas y en muros que no las tenían.

El espécimen No. 1 fue un muro de cortante colado monolíticamente, convencional, con vigas en cada piso. Comparando con el espécimen 1, el No 2 fue un muro panel conectándose en cada entrepiso. Los especímenes de 3, 4 y 5 fueron muros sin vigas; varillas horizontales sustituyeron el refuerzo principal de las vigas del espécimen No 1 se colocaron conectores en la parte superior de los muros precolados en lugar de estribos de la losa de piso. Esas varillas horizontales y conectores fueron comunes en esos tres especímenes. Además de esto, solo el espécimen No.5 tuvo panel y columnas de borde prefabricadas. El No 4 es exactamente el mismo que el No. 3 excepto que éste solo tuvo el acero de las columnas de borde; se supuso un tipo de falla a flexión del muro. Para la conexión de los paneles muro y las columnas se usó grout y una cama de mortero para la junta horizontal; junta fría con llaves de cortante fueron adoptados para los nudos verticales. Las juntas horizontales fueron diseñadas para ser juntas de traslape (longitud  $L_1=40d$ , “d” es el diámetro nominal de refuerzo en mm) que se ligaron con las columnas de borde. La Fig. 3.8.1 es el detalle de refuerzo del No. 3. La tabla 3.8.1 muestra las características de los materiales del refuerzo y el concreto.

La carga fue alternada en direcciones positivas y negativas, esto es, la fuerza horizontal de  $Q/2$  para “empujar” y  $Q/2$  para “jalar” fueron aplicadas al mismo tiempo en la parte superior de cada espécimen bajo una fuerza axial constante (la carga concentrada axial fue de  $t=22\text{kg/cm}^2$ ) actuando en cada columna de borde. La carga fue controlada mediante del ángulo de rotación (R) con base en el desplazamiento horizontal al centro de la viga superior de los especímenes. La historia de carga consistió en cargar una vez a  $R=\pm 1/1000$  (rad), dos veces a cada  $R=\pm 1/400$  y  $\pm 1/100$  y una vez a  $R=\pm 1/67$ . Después de esos ciclos una fuerza fue aplicada a  $R=\pm 1/50$  en una sola dirección. También se midió el desplazamiento horizontal de cada piso y el desplazamiento vertical del centro de la viga de cada piso, también la elongación en la viga y el deslizamiento, ensanchamiento, etc. de cada junta. Además, strain gauges fueron colocados en lugares estratégicos de las barras de refuerzo.

El espécimen 1 desarrolló grietas de cortante que van del punto de aplicación de la fuerza de compresión a la esquina inferior del muro a través de las vigas. En comparación, los especímenes 2 a 5 muestran grietas de cortante en líneas diagonales en los paneles independientes de cada piso y las grietas de cortante en las juntas verticales no se desarrollaron más lejos del muro en el piso inferior.

Se juzgo que los modos de falla fueron: para el muro 1, una falla a compresión por cortante en las esquinas inferiores del muro después de la fluencia a flexión; para el No. 2 y el No. 3 hubo desprendimiento en las juntas verticales después de que se alcanzó la fluencia en la zona de la junta horizontal, No 4 falló por flexión; y para el No 5 se obtuvo el aplastamiento en la esquina del muro del segundo piso después de fluir.



En todos los especímenes la fuerza cortante máxima fue alcanzada para  $R = \pm 1/100$ , pero los modos de falla del espécimen RC No. 1 y el PCa No. 4 se juzgó para ser una falla a flexión la cual mostró valores alrededor de 20% más grandes que los valores calculados ( $Q_{wmu}$ ) por medio de una ecuación de esfuerzos de flexión últimos. En comparación, los especímenes No. 2, 3 y 5 se esperaba que mostraran una resistencia cortante máxima casi igual a la del espécimen No. 1, pero los resultados muestran que es la misma como la calculada del esfuerzo de flexión o excediendo los valores calculados en solo 10% a lo más.

Los especímenes No. 2 y No. 3, los cuales desarrollaron una falla por desprendimiento a lo largo de la junta vertical, mostró que los valores de resistencia a cortante calculados ( $Q_{vsu}$ ) con la ecuación de esfuerzo cortante para el área del nudo vertical, fue el más cercano a la fuerza cortante máxima observada. Debe notarse aquí que la ecuación supone que el refuerzo principal en la viga formada o las varillas horizontales, trabajan en acción de dovela y que la losa de piso de concreto es efectiva tanto como la llave de cortante solo en el área equivalente al espesor de la viga o el espesor del muro.

Las principales conclusiones de este estudio fueron:

- 1) Es similar el comportamiento de falla de los muros precolados con aquellos de concreto reforzado con especificaciones estructurales equivalentes
- 2) Es despreciable el efecto de la presencia de vigas en el extremo superior de un muro prefabricado en el desempeño estructural de muros prefabricados al menos en las pruebas realizadas por los autores en este documento. Las varillas horizontales en igual cuantía al del refuerzo principal de una viga intermedia son igualmente efectivos.
- 3) El espécimen con muros y columnas de borde hechas de miembros precolados mostraron un agrietamiento pronunciado en la unión del muro colado y la columna precolada.
- 4) Se considera adecuada la transmisión de cortantes mediante barras de refuerzo en la junta vertical, mientras se asume un coeficiente de fricción para el área de la junta horizontal; con esto se puede predecir el modo de falla de un muro precolado de varios niveles considerado en este documento.

Las resistencias de estos muros se calcularán con el método de predicción objeto de esta tesis, con la finalidad de establecer si los muros prefabricados pueden desarrollar su capacidad teórica de carga o deben ser diseñados con procedimientos especiales.

### **3.9. Mickleborough Neil C., Ning Feng y Chan Chun-Man (1999)**

#### *Resumen*

#### *Predicción de la rigidez de muros de concreto reforzado bajo cargas de servicio.*

Se ha reconocido la importancia de los muros cortante en los proyectos estructurales de edificios altos para resistir cargas laterales originadas por viento o sismos. Numerosos parámetros afectan la rigidez y resistencia de muros estructurales los parámetros más importantes son:

- área efectiva a cortante
- relación altura – ancho del muro

- presencia de grietas
- patrones de carga
- y porcentaje de refuerzo

El propósito de esta investigación es desarrollar y extender el método de rigideces efectivas del ACI para su aplicación en la predicción de deflexiones laterales por flexión en los muros bajo cargas de servicio. Por lo que seis muros con diferentes relaciones de aspecto y cargas verticales fueron ensayados bajo incrementos continuos de la carga lateral.

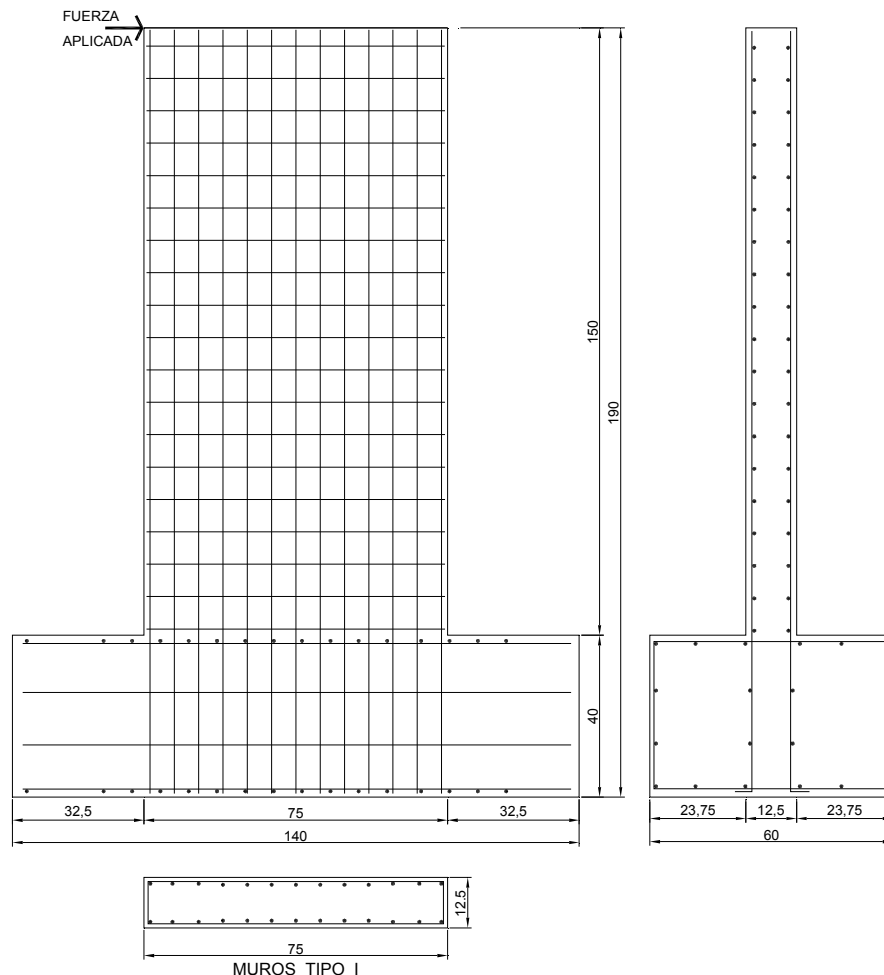


FIG. 3.9.1 Características de los muros

Las deflexiones por cortante son con frecuencia despreciadas en los análisis lineales en muros de concreto reforzados de varios niveles con relación de aspecto mayores a 5. Estas deflexiones pueden contribuir en aproximadamente el 40% del total de deflexiones cuando la relación altura a espesor es igual a 1. En muchas situaciones, los muros de concreto reforzado, localizados en los niveles mas bajos de edificios altos, con frecuencia tienen una gran cantidad de grietas por flexión y flexión-cortante bajo cargas de servicio. La influencia de esas grietas en las deflexiones por cortante y en la rigidez de muros de concreto reforzado no han sido exactamente cuantificado, y no está claro si el porcentaje de deflexión por cortante en la deflexión total se incrementa o decrece con la ocurrencia del agrietamiento. Este estudio también provee medición sobre el mecanismo de resistencia a cortante de muros con grietas de flexión y flexión-cortante; se propone en este trabajo un método para determinar la rigidez a cortante de muros bajo cargas de servicio.

Para cumplir con los objetivos de la investigación un total de seis muros estructurales de concreto reforzado fueron construidos, constó de tres conjuntos de dos muros, cada conjunto con diferente relación altura a espesor. El tipo SH son de 750mm de ancho, 1500mm de altura, y 125mm de espesor, con una relación de altura a espesor de 2. Estos muros fueron inicialmente planeados para tener una condición de carga vertical de 300 y 500kN, la cual es designada como SH-L y SH-H, respectivamente. Los muros tipo SM fueron de 750 mm de ancho, 1125 mm de altura y 125 de espesor, con una relación de aspecto de 1.5. SM-L y SM-H representan las mismas condiciones de carga vertical. Los muros tipo SL fueron de 750 mm de espesor, 750 mm de altura y 125 mm de espesor, con un radio de altura a espesor de 1 y fueron representados como SL-L y SL-H, de acuerdo a los dos diferentes casos de carga. En todos los especímenes, los muros fueron monolíticamente conectados a las vigas de "base". Las dimensiones de todas las vigas fueron 1400 mm de longitud, 600 mm de ancho y 400 mm de profundidad, la cual también dio una estructura base para "abrazar" los muros para el piso de prueba del laboratorio, simulando una base rígida.

La figura 3.9.1 indica el detallado típico del arreglo del refuerzo de los muros con un radio altura a espesor de 2, junto con el detallado del diseño de la conexión monolítica de la viga base. Las principales variables examinadas fueron los efectos de la carga constante vertical aplicada y la relación altura a espesor; el porcentaje de refuerzo vertical y horizontal en todos los muros fue constante de principio a fin del programa experimental.

Id.	b	H	L	f <sub>c</sub>	M/VL	Ph	REFUERZO							SECCION
							EN EL ALMA			EN EXTREMOS				
	cm	cm	cm	kg/cm <sup>2</sup>		%	f <sub>y</sub>	P <sub>v</sub>	f <sub>y</sub>	A <sub>se</sub>	f <sub>y</sub>	P axial	V max	
							kg/cm <sup>2</sup>	%	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	ton	ton	
SH-L	12.5	150	75	455.7	2	0.42	4689.1	1.173	4689.1	0	0	36.39	15.9	REC.
SH-H	12.5	150	75	570.8	2	0.42	4689.1	1.173	4689.1	0	0	50.25	23.95	REC.
SM-L	12.5	112.5	75	300.7	1.5	0.42	4689.1	1.173	4689.1	0	0	34.05	22.12	REC.
SM-H	12.5	112.5	75	584.1	1.5	0.420	4689.1	1.173	4689.1	0	0	49.54	29.46	REC.
SL-L	12.5	75	75	584.1	1	0.42	4689.1	1.173	4689.1	0	0	36.7	42.81	REC.
SL-H	12.5	75	75	300.7	1	0.42	4689.1	1.173	4689.1	0	0	48.62	40.77	REC.

**Tabla 3.9.1 Direcciones de la carga aplicada**

En todas las estructuras, el refuerzo horizontal que fue uniformemente distribuido consistió en var #6 a cada 100mm, (ph =0.39%) y el refuerzo vertical consistió de 14 var 10mm a cada 110 mm, (pv=1.17%). Los valores medidos del esfuerzo de fluencia para el refuerzo dio valores de aproximadamente 460 MPa, con promedio de módulo de elasticidad aproximado de 200x10<sup>3</sup> MPa. En la viga base el refuerzo colocado fue var #6 a cada 20mm en la parte superior para resistir el momento principal causado por la acción de la carga lateral en la parte alta de los muros; vars #14 a cada 12 mm fueron colocadas en la mitad y parte inferior de la viga para actuar como barras de compresión. Vars #12 @ 100mm de acero dulce fueron utilizadas como estribos para las vigas base. Las vigas base y el mecanismo de soporte inferior fueron diseñados para que el agrietamiento no se presentara en este elemento durante la prueba. Estas vigas, diseñados para actuar como una base rígida, fueron significativamente más fuertes que los muros y fueron coladas integralmente junto con ellos.

El concreto usado fue de proveedores comerciales y hecho de cemento Portland ordinario. El promedio del tamaño de agregado fue 10mm. La proporción de la mezcla fue 1:2:2.9 con una relación agua-cemento (w/c) de 0.52. El revenimiento del concreto fue 50 mm con aditivo (retardante). La medida del esfuerzo y el modulo de elasticidad del concreto fueron probadas mediante una maquina de ensaye de concreto y calculada de acuerdo a la ASTM. El concreto solicitado para todos los especimenes fue de 30MPa de esfuerzo; de cualquier manera la resistencia del concreto para todos los especimenes se determinó el día de la prueba y variaron significativamente desde 28 hasta 57.8 MPa.

El mecanismo de carga usado permitió movimientos laterales arriba de 200 mm, mientras mantenía el alineamiento vertical de la carga sin inducir cualquier otra carga lateral en la estructura. Un actuador hidráulico con capacidad de 400kN fue instalado sobre un muro de reacción para aplicar el incremento gradual de la carga lateral para el muro de prueba. Durante las pruebas, la deflexión lateral fue menor de 20 mm; por eso no se introdujo ningún componente horizontal debido a la carga vertical. Después que la fuerza vertical constante fue aplicada, el muro fue incrementalmente cargado con la fuerza horizontal a una velocidad de aproximadamente de 0.05kN/s hasta la falla.

Se instalaron marcos de referencia para asegurar que no hubiera ninguna influencia de la traslación y rotación de las vigas. La deflexión total lateral fue medida por un transductor de desplazamiento lineal variable (LVDT). Los LVDTs fueron usados para medir la curvatura a lo largo de la altura de los muros obteniendo la deflexión lateral. Para los casos SH, 10 LVDTs fueron posicionados en los lados del muro, cinco en cada cara. Para los casos SM, 8 LVDTs fueron usados, y para los casos SL fueron usados cuatro.

Los datos experimentales de las cargas laterales, así como las deflexiones y los diagramas de esfuerzos medidos fueron registrados por un sistema automático de datos. La resolución de los LVDTs y el sistema de carga fue 0.01 mm y 0.01 kN, respectivamente. Las lecturas fueron tomadas de todos los medidores y fueron almacenados a intervalos regulares de 5s.

Si bien a los autores les interesaban más las deformaciones, para este trabajo de tesis se tomarán los valores de las cargas aplicadas a los muros para confrontar el método de diseño propuesto.

### **3.10. Salonikios Thomas N., Capos Andreas J., Tegos Ioannis A. y Penelis Georgios G. (1999)**

*Comportamiento a cargas laterales de muros de concreto reforzado de baja relación de aspecto: Bases de diseño y resultados de prueba.*

*Resumen.*

Este estudio se enfoca al problema del cortante "cíclico" en muros de concreto reforzado de baja relación de aspecto y evalúa la validez de los actuales ecuaciones de diseño de Europa y Estados Unidos de Norteamérica, (EUROCODE 8 y ACI 318). Describe el programa experimental que involucró a 11 muros, seis con  $a_s=1.5$  y cinco con  $a_s=1.0$ , detallados según el EC8; los autores hacen ver los problemas en la aplicación de esas normas y compara el EUROCODE con el ACI 318. Para el ensaye, los muros fueron reforzados contra cortante, de manera convencional (mallas de refuerzo ortogonal) y algunos con barras inclinadas. El efecto de las mallas de refuerzo y de los porcentajes de refuerzo en los bordes, así como el nivel de carga axial y la calidad de las juntas de construcción se investigaron. Los resultados reportados de los ensayes muestran claramente que muros convenientemente diseñados alcanzaron su capacidad a flexión, incluso cuando su relación de aspecto es menor o igual a 1, el esfuerzo por deslizamiento no es un problema mayor en estos muros y el refuerzo en el alma con barras inclinadas puede controlar efectivamente este esfuerzo, particularmente cuando las barras pasan por las secciones críticas.

Los muros de concreto reforzado con baja relación de aspecto son comunes en las construcciones de pocos niveles, caracterizados por la normalización:  $a_s = \frac{M}{Vl} \leq 1.5$ , donde  $l$  es la longitud del muro,  $a_s$  es comúnmente referido como relación de claro de cortante ó radio de cortante,  $M$  y  $V$  momento y cortante respectivamente.

Aquí es importante hacer notar que es la primera vez en la literatura que el parámetro  $\frac{M}{Vl}$  se identifica como importante para la resistencia a cortante de muros de concreto reforzado; sin embargo el autor del método que se expone como tesis lo hizo notar desde los años setentas.

Relaciones de cortante alrededor de 1.5 típicamente resultan en un comportamiento poco predecible que los menores a uno y mayores a dos, de hecho una mezcla de cortante y flexión puede resultar en estos muros bajo cargas sísmicas. En relaciones  $a_s < 1$  domina el cortante y en relaciones  $a_s > 2$  la flexión. Esto igual que se mencionó en el párrafo anterior, ya se sabía en México, desde los años setenta, que era un parámetro que diferenciaba las fallas por flexión o por cortante.

Probablemente como resultado de esta incertidumbre, los procedimientos de los códigos para el diseño por cortante con baja relación de aspecto presentan algunas notables diferencias. El ACI reconoce el incremento de resistencia a cortante para muros con relaciones de aspecto ( $h/l$ ) bajos especificando una contribución del concreto de  $0.25\sqrt{f'_c}$  Mpa (aprox.  $0.75\sqrt{f'_c}$ , kg/cm<sup>2</sup>) para  $\frac{h}{l} \leq 1.5$ , reduciéndola a  $0.17\sqrt{f'_c}$  MPa

(aprox.  $0.5\sqrt{f'_c}$  kg/cm<sup>2</sup>) para  $\frac{h}{l} \geq 2.0$ . En contraste con esto el EC8 no da una incremento en la contribución del concreto en muros bajos y largos. De cualquier modo el Eurocode 8 diferencia las ecuaciones de diseño para cortante en cuanto a la contribución del acero en el alma con base a la relación  $\frac{M}{Vl}$ ; por ejemplo, la ecuación correspondiente para  $\frac{M}{Vl} \leq 1.3$  es:

$$V_{wd} = [\rho_h(a_s - 0.3) + \rho_v(1.3 - a_s)]f_{vd}b_wz \quad (1)$$

Donde  $\rho_h$  y  $\rho_v$  son los porcentajes de refuerzo horizontal y vertical del alma, respectivamente,  $f_{vd}$  la resistencia de diseño del refuerzo,  $b_w$  el espesor del alma y  $z = 0.8l$  el "brazo" efectivo de palanca (distancia entre las resultantes de fuerzas de tensión y compresión de la sección considerada). La ecuación 1 implica que para  $a_s = 1.3$  solo el refuerzo horizontal contribuye a la resistencia a cortante y para valores  $a_s \leq 0.3$  solo el refuerzo vertical lo hace y ambos tipos de refuerzo en el alma son considerados efectivos para  $0.3 < \frac{M}{Vl} < 1.3$ . El ACI simplemente requiere que para relaciones de aspecto  $\frac{h}{l} < 2.0$ , el porcentaje de refuerzo vertical no debe ser menor que el horizontal. También aquí se acotará el método que se describe en el capítulo 4, desde finales de los setenta hace ver la importancia de la cuantía de refuerzo horizontal y vertical dependiendo de la relación de aspecto; el método expuesto en la tesis también presenta tres ecuaciones para considerar la contribución del acero de refuerzo a la resistencia a cortante dependiendo de su relación de cortante  $\frac{M}{Vl}$  (o relación de aspecto).

Merece la pena decir que es mas racional la base de distinción entre muros esbeltos y chaparros por medio de la relación de cortante que la relación de aspecto, las dos relaciones son lo mismo para los muros en cantiliver cargados en la parte superior; de cualquier modo, en la mayoría de los casos prácticos el interés

en  $a_s$  es menor que en el del radio de aspecto. El autor de la referencia hacer ver también los mismo ya que en la práctica no hay muros cargados sólo en la parte superior, sino que están sujetos siempre a una combinación de carga axial, fuerza cortante y momento flexionante

Otra diferencia importante entre las prácticas americanas y europeas es la concerniente a la posibilidad de la falla por cortante por deslizamiento en muros con baja relación de aspecto, la cual es reconocida en el EC8, pero no es explícitamente cuantificada en el código ACI, cuyo control es indirectamente especificado por un limite superior de  $0.65\sqrt{f'_c}$  MPA (aprox.  $1.9\sqrt{f'_c}$ , kg/cm<sup>2</sup>) de la resistencia nominal al cortante.

Ensayes realistas casi no hay con escalas mayores a 1:33. Los estudios previos no dan información concluyente de muros con bajo relación de aspecto.

Los muros ensayados en esta investigación fueron diseñados de acuerdo al Eurocode 8, el cual es probablemente el primer documento de carácter regulatorio que hace una clara distinción entre los modos diferentes de falla por cortante en muros de concreto reforzado sujetos a cargas sísmicas, dando unas ecuaciones de diseños diferentes para cada de los siguientes modos de falla:

- tensión diagonal
- compresión diagonal (como el rompimiento de la malla)
- cortante por deslizamiento

La resistencia contra la falla por tensión diagonal es calculada por la superposición de la contribución del concreto a la de la malla de refuerzo, para muros con baja relación de aspecto la contribución del acero está dada por la ecuación 1. En contraste con el ACI, en el EC8 la contribución del concreto es independiente de la relación de aspecto. Asumiendo un valor promedio de  $0.06\sqrt{f'_c}$  Mpa (aprox.  $0.19\sqrt{f'_c}$  kg/cm<sup>2</sup>), para el diseño por esfuerzo cortante. Cuya ecuación es la correspondiente a la de la articulación plástica:

$$V_{cd} = 0.06\sqrt{f'_c}(1.2 + 40\rho_l)b_wz \quad (2)$$

y solo se aplica cuando no hay presencia de carga axial. Los valores típicos de  $\rho_l$  están en un rango de 0.01 y 0.02, esto muestra que la ecuación 2 es significativamente mas conservadora que la del ACI:

$$V_n = A_c(\alpha_c\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y) \quad (3)$$

En la cual la contribución del concreto resulta en un rango de  $0.17$  a  $0.25\sqrt{f'_c}$  MPa, dependiendo de la relación de aspecto y también involucra  $A_c = b_w l_w$  en vez de  $b_w z$ . Fuera de la zona de articulación plástica, una adicional contribución del concreto proporcional a un esfuerzo igual a 15% del esfuerzo debido a la carga axial de compresión puede ser sumada a la ecuación 2, este incremento no se da en el procedimiento del ACI.

El método que se expone en esta tesis hacer ver que la relación de aspecto es el parámetro más importante en la resistencia de muros de concreto ya que de ella depende la resistencia a cortante del concreto y la contribución del acero de refuerzo; así mismo, se hace ver el efecto benéfico de la carga axial al aumentar la resistencia del concreto a cortante, dentro de ciertos límites.

Al contrario del ACI y otros códigos, el EC8 requiere un cálculo explícito de resistencia de muros contra la falla de cortante por deslizamiento, esta resistencia se supone que es debida a la resistencia de dovela de las barras verticales, la resistencia a cortante de barras inclinadas y la fricción.

Para muros bajos con relación de aspecto ( $h/l=2.0$ ), se sugiere en el EC8 que al menos la mitad del cortante en la base debe ser soportada por barras bidiagonales y se anclan más allá del plano de deslizamiento en una distancia de la menor de  $0.5l$  ó  $0.5h$  arriba de la sección crítica.

El programa experimental fue diseñado de tal manera que asegurara cualquiera de los dos modos siguientes: tensión diagonal ó cortante por deslizamiento. Dos relaciones de cortantes fueron seleccionados  $a_s=1.0$  y  $a_s=1.5$ , estos valores fueron seleccionados abajo y arriba del límite de 1.3 especificado por el EC8 para poder aplicar la ecuación 1.

El programa incluye un total de 11 especímenes, cinco especímenes con  $a_s=1.0$  y seis especímenes con  $a_s=1.5$  un parámetro adicional es considerado en estos últimos (calidad de la junta de construcción). Todos los especímenes son tipo cantiliver, así la relación de aspecto y de cortante coinciden.

### *Muros*

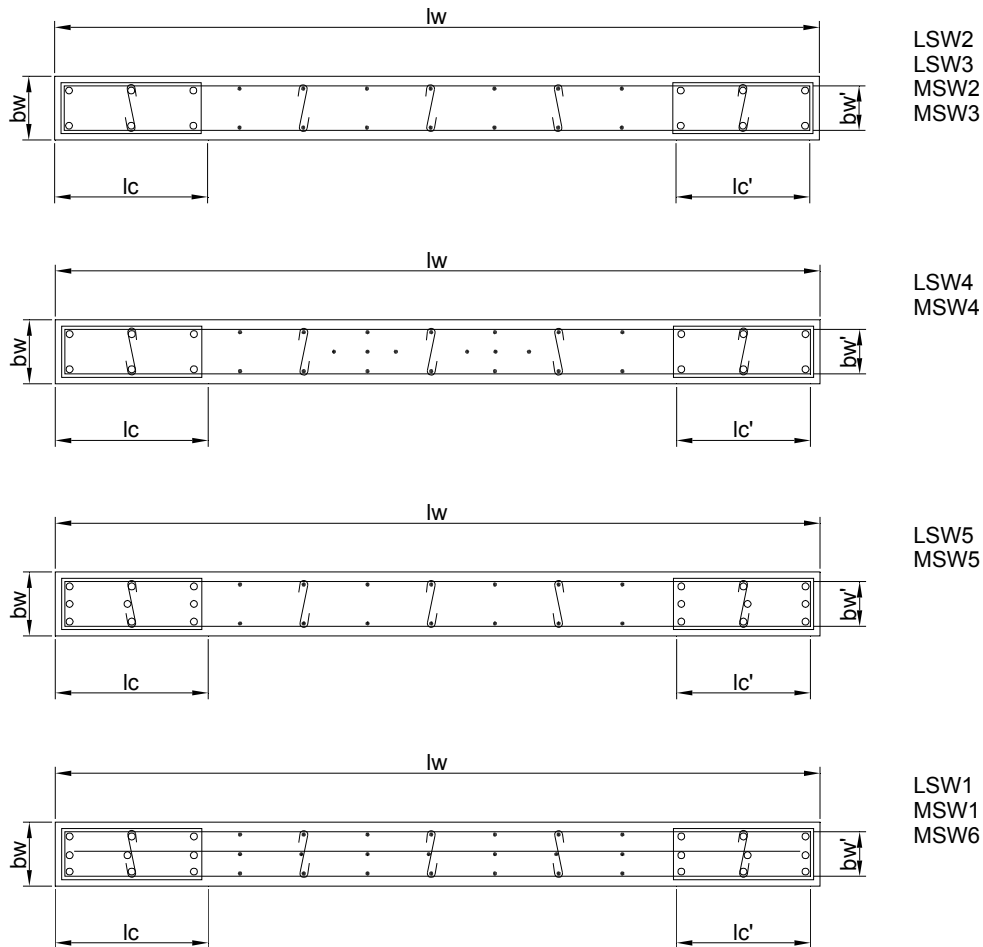
Las dimensiones del espécimen fueron seleccionadas tomando en cuenta la capacidad del marco de reacción, lo cual resultó en muros de  $100 \times 1200 \text{mm}$ , correspondiendo a una escala de 1:2.5. Para conseguir los radios mencionados la altura de los especímenes fueron 1200 y 1800 para  $a_s$  igual a 1.0 y 1.5, respectivamente.

Los porcentajes de refuerzo longitudinal de los elementos de borde fueron muy cercanos al mínimo requerido (1%) por el código en la mayoría de los especímenes.

Las ecuaciones del EC8 se aplicaron para el diseño de los muros las cuales son diferentes para cada posible modo de falla por cortante. Es preciso establecer que el ACI utiliza factores de resistencia que multiplica el esfuerzo nominal de los elementos, el EC8 calcula el esfuerzo de diseño en base a las características de la resistencia de los materiales dividido entre el factor de seguridad, más específicamente un factor de seguridad de 1.5 es usado para el concreto y un factor de 1.15 es aplicado al esfuerzo de fluencia del acero.

En México la resistencia nominal de diseño del concreto se calcula como  $f_c'' = f_c' \cdot F_1 \cdot F_2$ ;  $F_1$  corresponde a la variabilidad del concreto dentro de una misma revoltura y se le designa un valor de 0.8 si es vertido de una pileta pre mezcladora; y  $F_2$  corresponde al parámetro de simplificación para no usar la curva real del concreto y utilizar la simplificación del rectángulo equivalente. Lo último expuesto en el caso anterior es aplicable rigurosamente al caso de flexión en vigas, que es de donde se obtuvo la simplificación del rectángulo equivalente. Para el acero, su esfuerzo nominal resistente  $f_y$ , es aproximadamente 10 a 15% menos que el esfuerzo de fluencia real.

Los valores de resistencia y características generales de los especímenes se dan en la tabla 3.10.1.



**FIG. 3.10.1 Clasificación de los especímenes**

Además del diseño a cortante, algunas recomendaciones del EC8 como la del confinamiento de los elementos de borde fueron aplicados. La cantidad de confinamiento en los elementos de borde depende de la clase de ductilidad adoptada para la estructura incluyendo los muros; el EC8 adopta tres clases de ductilidades (alta, media y baja) que son el equivalente de manera gruesa a marcos especiales, intermedios y ordinarios especificados en el UBC. La clase de ductilidad intermedia es comúnmente adoptada en los nuevos códigos nacionales sísmicos de países europeos y fue la usada en este estudio, que en general son las del ACI.

Los principales parámetros examinados en el programa experimental fueron:

- 1.- Radio de aspecto ( $a_s=1.0$  y  $1.5$ )
- 2.- Uso de barras diagonales, considerando su distancia y cantidad
- 3.- Porcentaje de la malla de refuerzo (0.28 y 0.56)
- 4.- Porcentaje de refuerzo longitudinal de los elementos de borde ( 1.3 y 1.7%)
- 5.- Carga axial ( $N=0$  y  $N=0.07f_cA_c$  donde  $A_c$  es el área gruesa del muro); y
- 6.- Presencia de juntas de construcción. Con y sin preparación de la superficie de contacto.



Id.	b cm	H cm	L cm	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M/VL	Ph %	REFUERZO						P axial ton	V max ton	SECCION
							EN EL ALMA			EN EXTREMOS					
							f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	P <sub>v</sub> %	f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	A <sub>se</sub> cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>				
LSW1	10	132.5	120	226.3	1.1	0.277	5963.3	0.277	5963.3	8.04	5963.3	0	26.71	REC.	
						0.277	6218.1	0.277	6218.1						
						0.573		0.573							
LSW2	10	132.5	120	220.2	1.1	0.277	6218.1	0.277	6218.1	6.03	5963.3	0	19.47	REC.	
LSW3	10	132.5	120	243.6	1.1	0.277	6218.1	0.277	6218.1	6.03	5963.3	20.46	27.32	REC.	
LSW4*	10	132.5	120	236.5	1.1	0.277	6218.1	0.277	6218.1	6.03	5963.3	0	23.65	REC.	
LSW5*	10	132.5	120	253.8	1.1	0.277	6218.1	0.277	6218.1	6.03	5963.3	0	25.18	REC.	
MSW1	10	192.5	120	266	1.6	0.277	5963.3	0.277	5963.3	8.04	5963.3	0	20.08	REC.	
						0.277	6218.1	0.277	6218.1						
						0.573		0.573							
MSW2	10	192.5	120	267.1	1.6	0.277	6218.1	0.277	6218.1	6.03	5963.3	0	12.64	REC.	
MSW3	10	192.5	120	245.7	1.6	0.277	6218.1	0.277	6218.1	6.03	5963.3	20.64	17.94	REC.	
MSW4*	10	192.5	120	250.8	1.6	0.277	6218.1	0.277	6218.1	6.03	5963.3	0	16.11	REC.	
MSW5*	10	192.5	120	224.3	1.6	0.277	6218.1	0.277	6218.1	6.03	5963.3	0	19.06	REC.	
MSW6**	10	192.5	120	280.3	1.6	0.277	5963.3	0.277	5963.3	8.04	5963.3	0	20.59	REC.	
						0.277	6218.1	0.277	6218.1						
						0.573		0.573							

\* Muros con refuerzo especial, consistente en 3 barras inclinadas en los extremos de diámetro 8mm  
 \*\* Muro con junta fría

**Tabla 3.10.1 Direcciones de la carga aplicada**

Los valores promedio de los esfuerzos de fluencia medidos del acero grado 500 (resistencia especificada  $f_y=500$  MPa ) fueron igual a 585 MPa para las barras de 8 mm de diámetro y 610 MPa para las de 4.2 mm. La resistencia del concreto tuvo una variabilidad de 22 a 27 MPa al momento de las pruebas.

Con base en las ecuaciones del EC8 el cortante por deslizamiento para los muros LSW1, LSW2 y LSW3 podría ser la falla que gobierne más que por flexión.

Se debe hacer notar que generalmente los especímenes tienen una resistencia (teórica) para la tensión diagonal más alta que el cortante correspondiente al desarrollado por su resistencia a flexión. Esto es mucho más claro si la ecuación del ACI 318 para la resistencia a cortante es usada, de cualquier forma si la ecuación del EC8 (1) y (2) son usadas, estas predicen la resistencia a tensión diagonal que es un poco menor que la correspondiente a la resistencia a flexión (última) en los casos de los especímenes LSW2 y

LSW3; sin embargo, los esfuerzos de tensión diagonal son siempre calculados más altos que los cortantes correspondientes a su resistencia a la fluencia, independientemente del código que se use.

Durante los ensayos la carga horizontal fue aplicada en la viga superior de los especímenes (fig. 2) en donde dos placas metálicas fueron anexados y conectados a través de una fuerza de preesfuerzo de 300kN para evitar la posible elongación de las barras. El uso de una viga rígida en la parte superior de los muros ha sido cuestionado por algunos investigadores quienes señalan que esto tiende a sobrestimar la capacidad de cortante de los muros; es un hecho, sin embargo, en la mayoría de las situaciones prácticas, las vigas son un marco dentro de los muros al nivel del suelo, aunque esas vigas son usualmente menos rígidas que las usadas en las pruebas de los especímenes.

Para investigar el efecto de aplicar la carga horizontal en el eje o mitad de los especímenes y de las placas de preesfuerzo en la parte superior de los especímenes, un estudio de elemento finito del espécimen bajo varias condiciones de carga en la parte superior fue llevado a cabo. Elementos shell de dos dimensiones fueron usados para la construcción del modelo, análisis estáticos y dinámicos modales fueron realizados. Los análisis de dos tipos de especímenes para varias condiciones de carga han demostrado que, aunque la distribución de esfuerzos es bastante diferente en la parte superior del espécimen (dependiendo de la posición del punto de carga), el patrón de esfuerzos en la base es muy similar en todos los casos, para cargas estáticas y dinámicas, como se esperaba, los esfuerzos dinámicos son ligeramente menores que el equivalente a los estáticos. Así se concluye que con tal de que la región crítica (articulación plástica) sea cercana a la base, la carga puede ser aplicada en eje o a la mitad de la cabeza del espécimen. Este estudio analítico también confirma lo que se dice en la referencia 8.3.2, donde se establece que es más crítico al efectuar ensayos de carga monolítica ya que conducen a esfuerzos menores que los dinámicos.

Como el efecto de la historia de carga no fue seleccionada como una variable de prueba, el procedimiento típico de aplicación de tres ciclos de carga para cada nivel de ductilidad hasta la falla fueron usados en el presente trabajo. El control de desplazamientos fue usado a lo largo de la prueba. La historia de desplazamientos típica consistió en tres únicos ciclos iniciales a  $\pm 2$ ,  $\pm 4$  y  $\pm 6$  mm, seguidos de tres ciclos a la misma amplitud con incrementos de 2mm (total drift de 0.1% para  $a_s=1.5$ ) arriba del desplazamiento de 16mm (si el espécimen no falla antes), y de 4mm después, arriba del punto de falla, definido como el correspondiente al 75% del esfuerzo máximo. La carga axial cuando se aplicó se mantuvo constante durante toda la prueba mediante un actuador vertical.

#### *Discusión de los resultados.*

Muros con radio de aspecto de 1.0

El agrietamiento en estos especímenes inició con líneas de agrietamiento de flexión en la parte más baja de los muros que aparecieron en una base de cortante de aproximadamente de 120kN, fueron casi horizontales dentro de la longitud de los elementos de borde y ligeramente inclinados (hacia abajo) en el alma. Las primeras grietas de cortante aparecieron después de un cortante de aproximadamente 190kN, correspondiendo a un esfuerzo cortante nominal de  $0.3\sqrt{f'_c}$  Mpa. Hay que aclarar que el esfuerzo cortante se calcula usando los valores medidos, más que la resistencia especificada del concreto, de esta manera, los valores anteriores son sustancialmente más altos que los valores que el ACI propone para la contribución del concreto en muros chaparros, y aproximadamente cuatro veces al valor correspondiente del EC8, para un concreto de resistencia  $f'_c=20$ MPa. Las grietas de cortante se extienden hacia arriba hasta la parte superior de los especímenes, y su inclinación fue bastante mayor que las grietas de la parte inferior, sin embargo, la inclinación se reduce en la dirección de los bordes verticales. Aparentemente debido a la presencia del refuerzo en los elementos de borde, apropiadamente confinado, el espesor de las grietas de cortante tienden a decrecer hacia los bordes de los especímenes; el espesor de las grietas de cortante no excedió de 0.2mm en todos los especímenes.

En la parte más baja de los muros, las grietas de flexión que se originan en el borde del muro se intersectan con las grietas inclinadas de cortante ó flexión cortante originadas en el borde opuesto, resultando en un

patrón característico de criss-cross. Con los ciclos con deformaciones cada vez más altas, las piezas romboidales del concreto entre las intersecciones de las grietas gradualmente se deterioraron y desprendieron el recubrimiento del concreto, como se esperaba, la zona de desprendimiento se extendió más arriba en el caso del espécimen LSW3 que fue sujeto a compresión axial. Alrededor de la misma amplitud de desplazamiento, un mayor número de grietas horizontales a través de la base de los muros se formó. Este agrietamiento es claramente visible en el caso del espécimen LSW2, el cual fue reforzado ligeramente y sin carga axial, pero también se formaron en los otros especímenes. De cualquier manera en el caso del espécimen con refuerzo diagonal intersecados a la mitad de la sección de la base (LSW4), el espesor de las grietas horizontales fue más pequeño. Se observó significativa pérdida de resistencia, cuando el concreto comenzó a deteriorarse en las zonas más duramente esforzadas de los elementos de borde donde los estribos comenzaron a perder soporte y fueron movidos de su lugar, presentándose el pandeo de las barras longitudinales.

En las diagramas cortante versus desplazamiento en la parte superior para los especímenes con  $a_s=1.0$  puede observarse las características bien sabidas de elementos de concreto reforzado sujetos a cargas cíclicas, tales como carga y descarga, reducción de rigidez con el desplazamiento cíclico y adelgazamiento abrupto de las líneas histeréticas. De cualquier manera, el grado de estrangulación, el cual es una manifestación de la cantidad de grietas, y consecuentemente de la pérdida de rigidez durante la recarga en la dirección opuesta, varía significativamente. Los especímenes LSW1 y LSW2 exhiben el grado máximo de estrangulamiento, el cual es muy similar en ambos especímenes; sin embargo la cantidad de refuerzo en el alma en LSW1 es el doble que en LSW2, esto da a entender que el estrangulamiento es controlado por la pérdida de adherencia y el deslizamiento horizontal, más que por las aberturas de las grietas inclinadas de cortante. El grado de estrangulamiento es ligeramente menor en el espécimen LSW3, aparentemente debido al efecto de la pequeña compresión axial, la cual como se sabe reduce el efecto de la pérdida de adherencia y de deslizamiento. Un grado mucho menor de estrangulamiento se observó en las líneas de los dos especímenes con refuerzo diagonal, su comportamiento histerético es similar a un buen diseño de miembros de elementos de concreto reforzado dominados por flexión. Parece ser que las barras diagonales fueron efectivas en restringir el deslizamiento o corrimiento de las grietas cercanas a la base, confirmando los comentarios similares de Paulay et al. Esas barras también tienen contribución a un mejor control de grietas inclinadas de cortante en el alma de los especímenes LSW4 y LSW5 (el espesor de grieta máximo medido al final de la prueba fue de 0.14mm comparado con 0.20mm en otros especímenes). La principal razón para este mejor control es que las barras diagonales intersecan las grietas de cortante inclinadas casi con los ángulos correctos, de esta manera, ellas trabajan esencialmente en la dirección de tensión, mientras por el contrario, las barras en el alma que son ortogonales intersecan a las grietas de cortante en un ángulo entre 35 y 45 grados, y tienden a trabajar de otra manera.

La participación de los mecanismos inelásticos de flexión es también la razón de la reducción de la efectividad de las varillas verticales del refuerzo en el alma de especímenes convencionalmente reforzados. Note que los especímenes LSW1 y LSW5 tiene la misma cantidad de refuerzo vertical, pero como se muestra en las curvas carga contra desplazamiento de éstos indican que el control del cortante por deslizamiento es mucho más efectivo en el último espécimen ya que tiene las barras diagonales bidireccionales.

Las discusiones anteriores clarifican el hecho de que la rigidez inelástica y la energía de disipación características de los muros con relación de aspecto de 1.0 son mejorados si el cortante por deslizamiento y la propagación de grietas diagonales son controlados a través de usar refuerzo bidiagonal; pero ¿pueden esos miembros desarrollar su resistencia a flexión antes de su falla?, la cual es un prerrequisito para la adecuación de los diseños sísmicos.

En este artículo resume las fuerzas cortantes máximas calculadas y medidas para todos los especímenes, donde las resistencias a cortante han sido calculadas con las ecuaciones del EC8 y con el ACI 318, pero usando la resistencia real de los materiales. Los muros sin carga axial fueron diseñados con el EC8. La tabla muestra que las fuerzas medidas son más grandes que las correspondientes a la fluencia por flexión y, con la excepción del muro LSW1, más grandes ó aproximadamente igual a las correspondientes a las desarrolladas a la capacidad máxima por flexión en todos los especímenes. Esto nos lleva a que para ambos

muros LSW2 y LSW3, la resistencia teórica contra la falla por cortante por deslizamiento fue sustancialmente menor que la resistencia a flexión. Esto indica claramente que las ecuaciones del EC8 están subestimando la capacidad de los muros con respecto a la falla por cortante por deslizamiento. Note que el esfuerzo cortante nominal máximo ( $V/b_l$ ) fue  $0.46\sqrt{f'_c}$  ( $f'_c$  medida en cilindros) en los especímenes LSW1 y LSW3, y  $0.34\sqrt{f'_c}$  en el LSW2.

Los valores calculados con el ACI mostrados en la misma tabla siempre predicen que el esfuerzo cortante en los muros es seguramente mayor que el correspondiente a la resistencia a flexión. Esto es generalmente confirmado por los resultados de prueba con excepción del espécimen LSW1, donde es claro que la resistencia a flexión no fue desarrollada, para este espécimen el EC8 parece ser mejor opción.

Muros con relación de aspecto 1.5.

El agrietamiento en esos especímenes se inició con líneas por flexión en la parte inferior de los muros, extendiéndose hacia arriba hasta una altura aproximadamente igual a la longitud del muro. Estas grietas fueron inicialmente horizontales y confinadas dentro de la longitud de los elementos de borde, pero a medida que la carga se incrementa, estas llegan a ser ligeramente inclinadas hacia abajo y extendiéndose en el alma. El patrón de agrietamiento de todos los especímenes de la serie MSW fue primeramente de flexión. Algunas grietas de cortante aparecieron (después de las grietas de flexión) en el tercio superior del muro en la mayoría de los muros, pero la propagación de las grietas de cortante fue mínima en la mayoría de los especímenes. La única excepción fue el espécimen MSW3, en donde, debido a la combinación de fuerza cortante mas alta (debido a la carga de compresión axial) y refuerzo a cortante bajo, el espesor de las grietas por cortante fue mas grande que en los otros especímenes.

En la parte baja del muro, hasta una altura aproximadamente de  $h/2$ , las grietas originadas por flexión de uno de los bordes fueron intersecadas por grietas de flexión-cortante originadas en el borde opuesto, resultando en un patrón de agrietamiento característico de criss-cross. Este patrón es similar al observado en la serie LSW; como sea, las piezas de concreto formadas por las grietas tienen aproximadamente ángulos de 90 grados en los casos con relación de aspecto de 1.5; mientras que para 1.0 (muros LSW) los ángulos eran superiores o menores a 90°.

Posteriormente las grietas se propagaron, desprendiéndose el recubrimiento del concreto inicialmente en las fibras en compresión mas esforzadas de los elementos de confinamiento, seguidos por el desprendimiento del concreto en ambos elementos de confinamiento

Después del desprendimiento del concreto se observaron deformaciones grandes y permanentes en las barras de los elementos de confinamiento, y eventualmente tuvieron lugar el pandeo de las varillas con más compresión. Esto puede ser considerado como el estado de falla, sin embargo, no fue observado una caída abrupta en la resistencia. Después de este estado deslizamientos significativos tuvieron lugar en la base de algunos especímenes. Las medidas de los deslizamientos en la base de los muros con refuerzo convencional a cortante y no cargados axialmente fue arriba del 40% del desplazamiento en la parte superior, mientras que los valores correspondientes para los muros con refuerzo bidiagonal fue solo del 10 a 14% el muro con carga axial y refuerzo a cortante convencional (MSW3) tuvo un deslizamiento de solo 18% del desplazamiento de la parte superior.

Las curvas histeréticas para los tres especímenes con  $a_s=1.5$  y refuerzo convencional a cortante son generalmente similares, exhibiendo las características bien conocidas de la degradación gradual de rigidez y resistencia, y un grado significativo de estrangulamiento; esto último es menos pronunciado, como se esperaba, en el espécimen (MSW3) que tiene compresión axial el espécimen MSW2 es caracterizado por un rigidez inicial baja, la cual es principalmente debida al hecho de que este espécimen fue el piloto para el programa de pruebas, éste falló fuera del plano del muro, durante la prueba inicial (no tenía marco lateral de soporte). El espécimen fue nuevamente probado, desarrolló completamente su resistencia a flexión. Por consiguiente, se decidió incluir los resultados de este espécimen. Las curvas histeréticas para este

especímenes son similares a las de los otros especímenes con características comparables, sólo que éste es consistentemente más flexible.

La resistencia del muro MSW3 se incrementó, tal como se esperaba, debido a la presencia de la carga axial de compresión, pero la ductilidad fue ligeramente inferior a la de los muros MSW1 y MSW2. Una degradación significativa de la resistencia ocurrió a un desplazamiento de 25mm (1.4% de la altura) seguido de un agrietamiento extenso del concreto y pandeo del refuerzo en los extremos; con ciclos adicionales de carga se fracturaron algunas de las varillas de refuerzo de los bordes. Por lo que el comportamiento de este muro cargado axialmente fue dominado por la flexión y no por el agrietamiento por cortante diagonal que se desarrolló en el alma. De haber usando el espaciamiento de los estribos recomendado por el EC8 (27mm en lugar de los 42mm que se puso) debería haber mejorado la ductilidad del muro tal como previamente se mencionó, se encontró que el deslizamiento de las bases fue más pequeño en el caso de los muros MSW1 y MSW2.

Las curvas histeréticas registradas para los especímenes MSW4 y MSW5, los cuales fueron similares a MSW3, pero con refuerzo bidiagonal adicional. La resistencia del espécimen MSW5 fue casi la misma que para el MSW3, el cual fue sujeto a carga axial. Se esperaba que las varillas inclinadas que fueron colocadas en los bordes de los miembros cerca de la base contribuyeran a la resistencia a flexión del muro. Adicionalmente al incremento de la resistencia, el refuerzo bidiagonal ayudó a reducir el estrangulamiento de las curvas histeréticas (esencialmente a través de mecanismo de tensión descrito en la sección previa), resultando en un incremento de energía disipada. Por otra parte, la ductilidad del espécimen fue superior a la del MSW2. La degradación de resistencia ocurrió a un desplazamiento de 28mm (1.6% de la altura del espécimen), grietas de tensión diagonal aparecieron en ambas direcciones, a pesar de todo el modo de falla fue por flexión, similar al espécimen MSW3. El incremento de resistencia debido a las barras diagonales intersectadas en la base del muro pudo también tener efectos desfavorables, ya que incrementa el esfuerzo cortante en el miembro; este no fue el caso del espécimen MSW5, donde el máximo esfuerzo a cortante fue de  $0.33\sqrt{f_c}$ , muy por debajo de los límites definidos para el comportamiento dominado por cortante. Características similares pueden ser detectadas en el caso del espécimen MSW4, donde las barras bidiagonales intersectaron la base. En este caso, el incremento en resistencia es menor, porque las barras están más cerca de la zona de compresión que las del espécimen MSW5. Es interesante notar que en el MSW4 todas las barras bidiagonales contribuyeron a la resistencia a flexión, mientras que en el MSW5, solo la mitad de ellas lo hacen, ya que la otra mitad está dentro de la zona de compresión. La presencia de las barras bidiagonales permitieron una significativa reducción del deslizamiento horizontal la cual resultó en una reducción del estrangulamiento y un incremento de la energía disipada.

Todos los especímenes con relación de cortante de 1.5 desarrollaron cortantes muy cercanos a su correspondiente resistencia a flexión última, esta es una indicación más de la respuesta dominante a flexión de esos muros. La máxima discrepancia entre los cálculos y las fuerzas medidas fue para el espécimen MSW5, donde el cortante medido excedió el 10% de la capacidad teórica a flexión. La principal razón para esto podría ser que la resistencia última fue estimada con base en una componente vertical de las barras inclinadas a 45 grados, mientras que durante la prueba cíclica la inclinación de esas barras dentro de la zona crítica fue más grande.

Desde un punto de vista económico, esto nos lleva a que en los especímenes con barras bidiagonales, el refuerzo total fue aproximadamente 15% menor que en los especímenes MSW1 y MSW2; no obstante, como se discutió anteriormente, todo su comportamiento fue superior. Parece, por lo tanto, que el refuerzo bidiagonal puede ser una alternativa atractiva para la práctica actual del refuerzo del alma en muros, especialmente debido al hecho de que la colocación de pocas barras inclinadas en cada dirección (sin ningún estribo alrededor especial) no presenta ninguna dificultad práctica.

Finalmente el espécimen MSW6, el cual tuvo una junta de construcción relativamente pobre, debe ser comparado con el MSW1, el cual tuvo el mismo refuerzo pero no esa junta. Se ve que para ambos especímenes se alcanza aproximadamente la misma resistencia, correspondiente a un cortante de aproximadamente de 200kN, pero la pérdida de resistencia es más pronunciada en el espécimen con la junta de construcción (MSW6). Puesto que la pérdida de resistencia significativa en el muro MSW1 comienza a

desplazamientos mas grandes que 25mm. El espécimen MSW6 es también caracterizado por un comportamiento asimétrico (esfuerzos máximos en una dirección de 17% mas grande que en la otra), la cual podría atribuirse a un comportamiento diferente del deslizamiento de las barras a tensión y a compresión. No obstante, como se muestra en la figura 8f el modo de falla de MSW6 es al menos inicialmente a flexión.

Como conclusión de este trabajo es que todos los especimenes fallaron predominantemente a flexión, caracterizado por el aplastamiento del concreto y el pandeo del refuerzo de los elementos de confinamiento. Agrietamiento moderado del alma y deslizamiento de la base también fueron observados. De manera muy importante no solo para los muros con  $a_s=1.5$  sino también para los de  $a_s=1.0$ , con una sola excepción (un muro mas bien alto con un porcentaje de refuerzo del alma alto), fue que los muros probados desarrollaron su capacidad a flexión esperada, y mostraron satisfactorios mecanismos de energía de disipación.

El estrangulamiento de las curvas histeréticas causadas por el deslizamiento horizontal y la pérdida de adherencia de las varillas verticales (más que por las aberturas de las grietas por cortante) fue significativo en los especimenes convencionalmente reforzados, y considerablemente menor en los especimenes con refuerzo bidiagonal. Se encontró que las barras bidiagonales intersectadas en la sección critica (base) fueron mas eficientes en controlar el modo de deslizamiento más que las barras que se intersectaban aproximadamente a  $l/s$  de la base, particularmente en muros con relación de cortante de 1.0. Además, se encontró que el refuerzo bidiagonal ofrece una alternativa para la práctica actual desde un punto de vista económico, ya que se obtiene una menor cantidad de refuerzo del alma, una total mejoría del diseño sísmico.

De los datos aquí discutidos, parece que los muros con  $a_s=1.5$ , clasificados como chaparros en códigos como el EC8, pueden ser dominados por flexión (al menos para porcentajes de refuerzo bajos típicos en muros chaparros), los parámetros para el diseño critico no es el refuerzo por cortante, sino principalmente el refuerzo de los elementos de confinamiento. Esto parece ser también el caso en muros con  $a_s=1.0$  al menos cuando el esfuerzo nominal a cortante no excede aproximadamente de  $0.45\sqrt{f'_c}$  MPa.

Esta es una investigación importante que permitirá probar las bondades del método de diseño a flexión y cortante que es objeto de esta tesis.

### **3.11. Hwang Shyh-Jiann, Fang Wen-Hung, Lee Hung-Jen y Yu Hsin-Wan (2001)**

*Modelo analítico para predecir la resistencia al cortante en muros de carga.*

#### *Resumen*

En esta referencia también se comenta que las construcciones que tienen muros estructurales han mostrado un comportamiento sísmico excepcionalmente bueno. Los muros estructurales han demostrado tener una gran capacidad para proteger tanto la vida de las personas como las propiedades durante movimientos sísmicos, al costo mas bajo. El diseño adecuado de un muro estructural requiere que se tenga una respuesta dúctil a cortante. Desafortunadamente, el diseño no ha podido alcanzar el mismo nivel de confiabilidad disponible para vigas y columnas.

Los muros de carga de concreto armado con una relación altura/ancho menor a dos encuentran una amplia gama de aplicaciones en resistencia sísmica para edificios de baja altura. La acción predominante para los muros de carga es el cortante, y el método ACI 318-95 para muros bajos de carga está basado en expresiones empíricas derivadas originalmente para vigas, utilizándose pruebas que normalmente exhiben resultados muy dispersos. Las provisiones vigentes del método ACI 318-1995 para el diseño de muros de carga de concreto armado están en desacuerdo con el comportamiento estructural observado. Mientras que las recomendaciones actuales estiman la resistencia del muro utilizando la resistencia a la tensión del

concreto, Lefas (1990) han mostrado que la fuerza cortante está asociada con la resistencia a compresión del concreto en la base del muro. En contraste con lo que fue adoptado por el código de construcción ACI 318-1995, la evidencia experimental (Lefas 1990) también ha mostrado que el refuerzo horizontal del alma no aparenta tener un efecto significativo en la resistencia nominal a cortante de un muro bajo. Esto también se hizo ver en la referencia desde finales de los años setenta. Claramente los métodos de diseño basados en una comprensión completa del comportamiento de los muros serían preferibles en los procedimientos actuales de diseño.

Id.	b cm	H cm	L cm	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M/VL	Ph %	REFUERZO						P axial ton	V max ton	SECCION
							EN EL ALMA			EN EXTREMOS					
							f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	P <sub>v</sub> %	f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Ase cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>				
HN4-1	7	65	86	328.2	0.75	0.81	3078.5	0.72	3078.5	12.5	3078.5	1.383	20.9	COL.	
HN4-2	7	65	86	328.2	0.75	0.81	3078.5	0.72	3078.5	12.5	3078.5	1.383	25.18	COL.	
HN4-3	7	65	86	327.2	0.75	0.81	3078.5	0.72	3078.5	12.5	3078.5	1.379	20.59	COL.	
HN6-1	7	65	86	300.7	0.75	0.81	3078.5	0.72	4515.8	6.25	4515.8	1.267	25.99	COL.	
HN6-2	7	65	86	300.7	0.75	0.81	3078.5	0.72	4515.8	6.25	4515.8	1.267	20.79	COL.	
HN6-3	7	65	86	316	0.75	0.81	3078.5	0.72	4515.8	6.25	4515.8	1.332	20.9	COL.	
HM4-1	7	65	86	382.3	0.75	0.81	3078.5	0.72	3078.5	12.5	3078.5	1.381	22.73	COL.	
HM4-2	7	65	86	382.3	0.75	0.81	3078.5	0.72	3078.5	12.5	3078.5	1.381	23.55	COL.	
HM4-3	7	65	86	406.7	0.75	0.81	3078.5	0.72	3078.5	12.5	3078.5	1.224	25.48	COL.	
LN4-1	7	65	86	183.5	0.75	0.81	3078.5	0.58	3078.5	12.5	3078.5	1.326	19.67	COL.	
LN4-2	7	65	86	183.5	0.75	0.81	3078.5	0.58	3078.5	12.5	3078.5	1.326	22.12	COL.	
LN4-3	7	65	86	302.7	0.75	0.81	3078.5	0.58	3078.5	12.5	3078.5	1.276	20.69	COL.	
LN6-1	7	65	86	312.9	0.75	0.81	3078.5	0.58	4515.8	6.25	4515.8	1.319	25.08	COL.	
LN6-2	7	65	86	307.8	0.75	0.81	3078.5	0.58	4515.8	6.25	4515.8	1.297	20.39	COL.	
LN6-3	7	65	86	307.8	0.75	0.81	3078.5	0.58	4515.8	6.25	4515.8	1.297	21.41	COL.	
LM6-1	7	65	86	400.6	0.75	0.81	3078.5	0.58	4515.8	6.25	4515.8	1.206	22.32	COL.	
LM6-2	7	65	86	377.2	0.75	0.81	3078.5	0.58	4515.8	6.25	4515.8	1.363	20.9	COL.	
LM6-3	7	65	86	351.7	0.75	0.81	3078.5	0.58	4515.8	6.25	4515.8	1.27	21.41	COL.	
LM4-2	7	65	86	672.8	0.75	0.81	3078.5	0.58	3078.5	12.5	3078.5	1.215	25.69	COL.	
LM4-3	7	65	86	672.8	0.75	0.81	3078.5	0.58	3078.5	12.5	3078.5	1.215	23.14	COL.	

Para predecir la resistencia al cortante de muros bajos, el modelo de la armadura fue desarrollado por Hsu y Mo (1985) y modificado por Gupta y Rangan (1998). En este modelo, el estado de esfuerzos en el panel central se considera uniforme y el flujo de esfuerzos de compresión se idealiza mediante una serie de puntales de compresión paralelos; sin embargo, el flujo interno de esfuerzos del muro bajo es perturbado considerablemente por la presencia de cargas concentradas sobre la parte superior de la cimentación y la inferior del muro. En esta región es inapropiado asumir que el esfuerzo cortante es uniforme. Por lo tanto, el

modelo de puntal – tensor está considerado como una mejor opción para modelar el flujo de las fuerzas del muro bajo con puntales de compresión que representan el flujo de esfuerzos de compresión concentrados en el concreto y puntales – tensor representado es acero de refuerzo.

Por lo anterior el propósito de este reporte es presentar un modelo puntal – tensor para determinar la resistencia al cortante de muros bajos. Un modelo similar para la resistencia sísmica de uniones viga – columna ha sido propuesto por Hwang y Lee (1999, 2000). Este modelo está basado en el concepto puntal tensor, y derivado para satisfacer las leyes constitutivas, tanto de equilibrio tanto como de compatibilidad, en el concreto armado agrietado. La palabra “reblandecido” enfatiza la importancia del fenómeno de reblandecimiento en compresión, el cual significa que el concreto armado agrietado sometido a compresión exhibe menor resistencia y rigidez que el concreto sometido a compresión uniaxial (Vecchio y Collins, 1993). Generalmente se cree que la falla por cortante vinculada al aplastamiento del concreto debido a que es efecto de reblandecimiento del concreto.

El modelo propuesto es una extensión del modelo puntal – tensor que predice específicamente la resistencia al cortante de muros bajos asociados con falla diagonal por compresión. En las páginas siguientes, el modelo y su teoría correspondiente serán presentados y desarrollados en primer lugar. La validez y la exactitud del modelo propuesto se comprueban después contra la información disponible.

Debido a que este artículo describe la obtención de las ecuaciones y su aplicación sólo se tomará los datos experimentales que son de interés para esta tesis.