



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Rehabilitación sísmica de
edificios mediante la adición
de muros de concreto
reforzado**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Bernardo Moctezuma Gómez

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2022



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A Gabriela por ser la mejor compañía en los días largos.

A mis padres por toda la dedicación y apoyo.

A Cons y Paco porque las risas nunca faltaron.

A Gigo por siempre recibirme con un enorme abrazo.

A Mónica y Mary J. por acogerme en su hogar innumerables tardes.

Al Dr. Sergio Alcocer por contagiarme su espíritu curioso y riguroso.

A mis compañeros Diana y Rubén por ser un gran equipo.

A Octavio y Regina por su cariño.

Al Instituto de Ingeniería por brindarme el apoyo económico durante la realización de esta tesis.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO.....	1
1. REVISIÓN DE LA LITERATURA	2
1.1 Higashi <i>et al.</i>	2
1.2 Hayashi <i>et al.</i>	3
1.3 Aoyama <i>et al.</i>	3
1.4 Gaynor	4
1.5 Jiménez	5
1.6 Altin <i>et al.</i>	6
1.7 Canbay <i>et al.</i>	7
1.8 Sonuvar <i>et al.</i>	8
1.9 Kara y Altin	9
1.10 Anil y Altin.....	9
1.11 Chrysostomou <i>et al.</i>	10
1.12 Teymur <i>et al.</i>	11
1.13 Strepelias <i>et al.</i>	12
1.14 Moretti <i>et al.</i>	12
2. BASE DE DATOS DE EXPERIMENTOS	15
2.1 Descripción general de la base de datos	15
2.2 Características del marco original	17
2.2.1 Valores obtenidos de los estudios	17
2.2.2 Valores calculados:	18
2.3 Características del muro	21
2.3.1 Muros diafragma y muros monolíticos	21
2.3.2 Muro excéntrico	26
2.4 Características de la unión del muro con el marco original.....	26
2.5 Resultados experimentales	29
2.5.1 Aumento de la resistencia y rigidez debido a la adición de los muros.....	30
2.5.2 Comparación de la resistencia y rigidez de los muros diafragmas completos y los muros monolíticos.....	33
3. MECANISMOS DE FALLA.....	36
3.1 Flexión (FL).....	37
3.2 Flexión – tensión diagonal (FL-TD).....	38
3.3 Flexión – cortante por deslizamiento (FL-DZ).....	39

3.4	Flexión – unión (FL-U)	40
3.5	Falla del traslape (TR)	41
3.6	Falla del traslape y por cortante por deslizamiento (TR-DZ).....	42
3.7	Compresión diagonal (CD).....	42
3.8	Compresión diagonal en muro y falla por columna corta (CD-CC).....	44
3.9	Tensión diagonal en columnas (TD-C).....	44
3.10	Tensión diagonal (TD).....	45
3.11	Deslizamiento en la unión (DZ-U)	46
3.12	Deslizamiento (DZ)	47
3.13	Capacidad de deformación de los mecanismos de falla	47
4.	RESISTENCIA	49
4.1	Flexión.....	49
4.1.1	Flexión (NTC-Concreto).....	50
4.1.2	Flexión (Guía japonesa)	51
4.1.3	Resistencia a flexión de especímenes con traslape del refuerzo vertical en las columnas 53	
4.2	Compresión diagonal.....	55
4.3	Tensión diagonal	56
4.3.1	Tensión diagonal (NTC-Concreto)	57
4.3.2	Tensión diagonal (Guía japonesa).....	59
4.4	Falla de la unión	64
4.4.1	Falla de la unión (Guía japonesa).....	64
4.4.2	Falla de la unión (ACI-318 y NTC-Concreto)	67
4.4.3	Falla de la unión (fricción y acción de dovela)	73
4.5	Falla por deslizamiento en el segmento de muro.....	75
4.6	Resistencia a fuerza cortante de marcos reforzados con muros prefabricados.....	76
4.7	Conclusiones.....	80
5.	CURVAS DE COMPORTAMIENTO	82
5.1	Procedimiento.....	82
5.2	Especificaciones del ACI 369.....	83
5.3	Especímenes estudiados	87
5.4	Flexión – cortante por deslizamiento.....	88
5.5	Compresión diagonal.....	95
5.6	Tensión diagonal en columnas	97
5.7	Deslizamiento en la unión	98
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	102
6.1	Conclusiones	102
6.2	Recomendaciones	103

6.3 Recomendaciones de estudios experimentales.....	105
BIBLIOGRAFÍA	106
ANEXO A: CURVAS DE HISTÉRESIS DE LOS ESPECÍMENES REFORZADOS CON MUROS DE CONCRETO DE LA BASE DE DATOS	108
ANEXO B: BASE DE DATOS	121

INTRODUCCIÓN

La rehabilitación sísmica mediante la adición de muros de concreto reforzado es una de las técnicas más empleadas. Particularmente en México, la adición de muros permite reforzar estructuras existentes con deficiencias de rigidez y resistencia lateral, así como edificios con problemas de torsión e irregularidades del tipo losa plana y planta baja flexible. A raíz del sismo del 19 de septiembre de 2017, los edificios existentes que no tuvieron un desempeño adecuado fueron reforzados. La infraestructura escolar también sufrió daños tanto en elementos estructurales como en elementos no estructurales. La investigación del comportamiento de la adición de los muros de concreto reforzado para rehabilitar sísmicamente edificios existentes de concreto se ha enfocado particularmente a la adición de muros diafragma que abarcan toda la crujía del marco. Sin embargo, también se han realizado experimentos en especímenes reforzados con muros con aberturas, muros excéntricos y muros patín.

Con el objetivo de profundizar en el conocimiento del comportamiento de esta técnica de rehabilitación, así como proveer de recomendaciones de diseño, se elaboró una base de datos de marcos de concreto rehabilitados con muros de concreto estudiando su detallado, diferentes modelos de resistencia y curvas de comportamiento.

ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

El desarrollo de este trabajo se dividió en cinco capítulos. En el primer capítulo se hace una revisión de la literatura de los diferentes experimentos de marcos de concreto rehabilitados con muros de concreto. Esta revisión se organizó de manera cronológica. En el segundo capítulo se hace una descripción de la base de datos elaborada a partir de los especímenes encontrados en la literatura. En el tercer capítulo se describen los diferentes mecanismos de falla observados en los especímenes. En el cuarto capítulo se comparan la resistencia medida con la calculada usando varios modelos utilizando especificaciones de diseño de las NTC-Concreto, la Guía japonesa y el ACI 318. En el quinto capítulo se elaboraron las curvas de comportamiento para diferentes mecanismos de falla para ser usadas en una rehabilitación sísmica basada en desempeño. En las conclusiones se incluye una serie de recomendaciones de análisis, diseño y detallado de edificios de concreto rehabilitados con muros de concreto.

1. REVISIÓN DE LA LITERATURA

En este capítulo se describen, en orden cronológico, los diferentes estudios experimentales de marcos de concreto reforzados con muros de concreto que fueron estudiados. A partir de esta revisión se elaboró la base de datos que se describe con más profundidad en el capítulo 2. Para facilitar la organización de este trabajo, las claves de cada espécimen corresponden con las claves de la base de datos. En el anexo A se incluyeron las curvas de histéresis de los marcos reforzados cuando se incluyeron en el artículo.

1.1 Higashi *et al.*

Higashi et al. (1980) compararon el comportamiento de distintas técnicas de reforzamiento en marcos de concreto no dúctiles de un nivel y una crujía con una escala 1:3. Dentro del programa experimental se incluyeron dos marcos sin reforzamiento (marcos originales, como referencia) (especímenes HI 1 y HI 5) y un muro monolítico (especímen HI 10) con mismas dimensiones externas que el marco.

Las diferentes técnicas de reforzamiento únicamente se conectaron a la cimentación y a la viga del marco original con conectores expansivos. Las técnicas de reforzamiento estudiadas fueron la adición de un muro diafragma de concreto colado en sitio (especímen HI 2), la colocación de dos muros cortos de concreto prefabricado simulando muros patín (especímen HI 6), dos muros cortos verticales de concreto prefabricado en el centro de la crujía (especímen HI 7) y la adición de un muro diafragma conformado muro cortos verticales de concreto prefabricado con diferentes configuraciones (especímenes HI 3, HI 4, HI 8 y HI 9). En los especímenes HI 3 y HI 4 se colocaron tres muros cortos verticales. La única variable entre ambos especímenes fue la colocación de llaves de cortante para unir los muros cortos entre sí en el espécimen HI 4. En los especímenes HI 8 y HI 9 se colocaron cuatro muros cortos verticales. En este último espécimen, la conexión entre el muro y el marco no se rellenó con mortero expansivo. También se rehabilitaron tres marcos mediante la adición de un contraventeo de acero tipo V invertida, la adición de un marco de acero y la colocación de una armadura de acero en el centro de la crujía.

En general, el mecanismo de falla de los especímenes fue por cortante. El espécimen con un muro diafragma de concreto colado en sitio y los especímenes con muros diafragma conformados por muros cortos prefabricados (especímenes HI 3, HI 4 y HI 8) aumentaron entre tres y cuatro veces la resistencia del marco original. Los marcos reforzados con muros diafragma parciales conformado por muros cortos prefabricados (dos muros patín y dos muros cortos al centro de la crujía) no tuvieron una resistencia significativamente mayor que la del marco sin reforzamiento.

El marco reforzado con un muro diafragma colado en sitio (especímen HI 2) y el marco reforzado con cuatro muros cortos prefabricados (especímen HI 8), tuvieron una rigidez inicial similar; sin embargo, ambos especímenes reforzados con tres muros cortos prefabricados (especímenes HI 3 y HI 4) presentaron menos de la mitad de la rigidez inicial del muro diafragma colado en sitio. Comparando ambos modelos con muros diafragma parciales, el espécimen con dos muros patín presentó casi dos veces la rigidez inicial del marco reforzado con dos muros cortos en el centro de la crujía, sin embargo, ambos especímenes tuvieron una resistencia similar.

El uso de mortero expansivo para conectar adecuadamente los muros cortos prefabricados con el marco original tuvo un efecto significativo en la resistencia y rigidez de los especímenes. Las llaves de cortante para unir los muros cortos prefabricados aumentaron la rigidez inicial y la resistencia del espécimen.

1.2 Hayashi *et al.*

Hayashi et al. (1980) estudiaron el efecto en la resistencia y rigidez de un marco de concreto debido a la adición de un muro diafragma de concreto reforzado. Se ensayaron seis marcos de un nivel y una crujía con una escala 1:3. Dentro del programa experimental se incluyó un marco sin reforzamiento (especimen HA 1) y un muro monolítico (especimen HA 2). Las variables que se estudiaron fueron la configuración de la conexión del muro diafragma con el marco original en los especímenes HA 3, HA 4, HA 5 y HA 6. La conexión del muro diafragma en espécimen HA 3 consistió en llaves de cortante en todo el perímetro del muro con un adhesivo en la interfaz. En los especímenes HA 4, HA 5 y HA 6 la conexión del muro diafragma se realizó a partir de un anclaje mecánico. En el espécimen HA 4 únicamente se colocaron anclas en la viga superior y se aumentó la rugosidad de la superficie del concreto adyacente al muro en las columnas y la cimentación. En los especímenes HA 5 y HA 6 se colocaron anclas en todo el perímetro del muro. En el espécimen W-6 adicionalmente se aumentó la rugosidad de la superficie del concreto de las columnas y la cimentación en contacto con el muro.

El muro monolítico HA 2 falló por cortante en el alma del muro. En el espécimen HA 3, a partir de la falla de la conexión dentada con la viga superior, las columnas fallaron por cortante directo. En los especímenes HA 4, HA 5 y HA 6 falló la conexión con la viga superior. Los especímenes con muros diafragma presentaron entre 3.5 y 5 veces la resistencia máxima del marco sin reforzamiento y entre 0.55 y 0.72 veces la resistencia del muro monolítico. Los tres especímenes con anclaje mecánico (HA 4, HA 5 y HA 6), con una carga lateral máxima entre 470.9 y 539.6 kN, tuvieron una resistencia lateral mayor que el espécimen con llaves de cortante (HA 3) con una carga lateral máxima de 407.1 kN. Los especímenes HA 3 y HA 6 tuvieron una rigidez inicial similar. Comparando los especímenes HA 5 y HA 6, escarificar el concreto del marco aumentó significativamente la rigidez inicial del espécimen HA 6 presentando 1.67 veces la rigidez inicial del espécimen HA 5.

El espécimen HA 6 con anclas en todo el perímetro del muro diafragma y escarificación de la superficie del concreto del marco fue la configuración óptima para mejorar la resistencia y rigidez del marco. En los especímenes con un anclaje mecánico la conexión con la viga superior falló, por lo tanto, mejorar la resistencia de la conexión podría evitar una falla anticipada del espécimen y mejorar su comportamiento ante cargas laterales.

1.3 Aoyama *et al.*

En experimentos previos se estudió el comportamiento de los muros diafragma de concreto. Sin embargo, únicamente se realizaron experimentos en modelos de un nivel y una crujía. Con objeto de estudiar modelos de más niveles y crujías, Aoyama et al. estudiaron el posible efecto de confinamiento sobre un muro diafragma debido a los muros diafragma de las crujías adyacentes y de los niveles superiores en un edificio real. El objetivo fue determinar si el confinamiento podría aumentar la resistencia del muro diafragma contrarrestando la diferencia de resistencia existente entre un muro diafragma y un muro monolítico. También se estudió el tipo de anclaje del muro diafragma y si la reducción de la resistencia en los muros monolíticos debido a las aberturas en forma de ventana era aplicable a los muros diafragma.

Se construyeron 12 modelos de un nivel y una crujía con una escala 1:3. La viga superior se diseñó con una alta rigidez con objeto de simular el efecto de confinamiento en edificios con muros diafragma en los niveles superiores. Para el caso de los muros diafragma adyacentes, las columnas se construyeron con secciones con distintas dimensiones y cuantías de refuerzo vertical. Las otras variables fueron el

tipo de anclaje (mecánico, químico y químico de alta resistencia) y el tipo de concreto utilizado (regular y de contracción compensada). Tres especímenes se diseñaron con una abertura en forma de ventana con refuerzo en el perímetro y con distintas posiciones y dimensiones (especímenes AO 10, AO 11 y AO 12). Los muros diafragma y el alma del muro monolítico se diseñaron con un espesor de 100 mm con dos capas de barras de acero de refuerzo D6 separadas 75 mm en ambas direcciones. Para lograr la conexión entre cada muro diafragma y el marco existente se colocaron anclas con una profundidad de anclaje de 80, 75 y 100 mm en el marco existente de acuerdo con el tipo de anclaje utilizado (químico, mecánico y químico de alta resistencia, respectivamente) y 200 mm en el muro diafragma. En los muros con anclaje químico de alta resistencia se utilizó concreto de contracción compensada para evitar la ocurrencia de una grieta entre el muro diafragma y la viga superior debido al revenimiento del concreto. En cada columna se aplicó una carga axial constante de 12 t (118 kN). Para realizar las pruebas se aplicaron cuatro o cinco ciclos de carga horizontal controlados por el desplazamiento.

Los muros con columnas con baja resistencia (especímenes AO 4 y AO 5) fallaron por flexión junto con la extracción de las anclas en la base del muro. Los otros muros sin aberturas fallaron por compresión cortante o por deslizamiento en la base. Los muros con aberturas fallaron por tensión diagonal en ambos lados de la abertura. En los muros monolíticos y los muros diafragma se observó que, al incrementar el efecto de confinamiento mediante el aumento de la resistencia a flexión, la rigidez de las columnas o ambas, la resistencia también incrementó entre 40 y 60%. El aumento de la resistencia a flexión de las columnas tuvo un efecto más significativo en el confinamiento que el aumento de la rigidez de las columnas. Los muros diafragma que fallaron por deslizamiento entre el concreto nuevo y viejo (especímenes AO 6, AO 7 y AO 9) tuvieron una capacidad de deformación significativamente mayor que los muros monolíticos (especímenes AO 1, AO 2 y AO 3). En cuanto a la conexión con el marco existente el anclaje químico (especimen AO 4) tuvo un mejor comportamiento que el anclaje mecánico (especimen AO 5). A partir de los resultados se concluyó que para incrementar la resistencia del marco existente la técnica más adecuada es el uso de un anclaje químico de alta resistencia y concreto de contracción compensada en la parte superior del muro. En los muros con aberturas los resultados experimentales validaron el uso de la metodología utilizada en muros monolíticos.

1.4 Gaynor

P. Gaynor (1988) estudió el efecto de las aberturas en comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzados con muros diafragma de concreto reforzado, así como los métodos analíticos para muros con aberturas. Se construyeron tres marcos de concreto reforzado con una escala 2:3. Los tres modelos incluyeron: un muro diafragma sin abertura (especimen GA 1), un muro con abertura en forma de ventana (especimen GA 2) y un muro con abertura en forma de puerta (especimen GA 3). Los marcos se diseñaron de acuerdo con las normas y la práctica de los años cincuenta en Estados Unidos con traslapes de compresión a nivel de piso del refuerzo longitudinal de las columnas y detallado no dúctil del refuerzo transversal de las columnas

El muro diafragma se conectó al marco a partir de anclas adheridas con resina epoxi y se escarificó la superficie de concreto del marco original. El muro se diseñó con una capa de refuerzo para facilitar la colocación del concreto con la técnica de lanzado neumático. Alrededor de las aberturas se colocó refuerzo adicional sin confinamiento. Debido al uso de concreto lanzado se observaron huecos y fisuras en la parte superior del muro, principalmente detrás del refuerzo y de las anclas. Las fisuras se repararon con resina epoxi y los huecos con mortero fluido.

En el muro sin abertura y el muro con abertura en forma de puerta el traslape del refuerzo longitudinal de las columnas falló. En el muro con abertura en forma de ventana el mecanismo de falla fue por cortante por tensión diagonal en un segmento de muro adyacente a la abertura. Durante las pruebas se comprobó la ausencia de un comportamiento monolítico al deformarse por flexión la columna en compresión de manera independiente al muro a pesar de que la conexión muro columna tuvo un

comportamiento adecuado. El espécimen sin abertura resistió una carga lateral 1 205 de kN. Comparando ambos especímenes con aberturas, el modelo con abertura en forma de ventana y el espécimen con abertura en forma de puerta resistieron 881 kN y 1 001 kN, respectivamente.

Se calculó la resistencia a flexión de los especímenes y se determinaron con diagramas de interacción. Los resultados obtenidos no fueron conservadores ni cercanos a los resultados experimentales debido a que no se consideró la influencia del traslape del refuerzo longitudinal de las columnas en la resistencia a flexión. Adicionalmente se calculó la resistencia a fuerza cortante de los especímenes con cuatro métodos distintos. El método que obtuvo los valores más cercanos a los experimentales consistió en calcular la resistencia a fuerza cortante del espécimen a partir del área cortante del muro completo menos el área de la abertura con las especificaciones del ACI 318-86. En todos los ciclos de prueba, el muro sin aberturas presentó la mayor rigidez secante pico (definida como la secante entre el origen y la carga y el desplazamiento máximos) y el muro con la abertura en forma de ventana la menor. Sin embargo, el muro con abertura en forma de ventana presentó la menor degradación de rigidez. La presencia de las aberturas aumentó la ductilidad de los especímenes.

En conclusión, el muro con abertura en forma de puerta tuvo una resistencia, rigidez y ductilidad mayor que el muro con abertura en forma de ventana. Adicionalmente a la adición de los muros diafragma, es necesario reforzar los traslapes del marco original con el objetivo de evitar una falla del traslape. El uso de concreto lanzado fue adecuado, sin embargo, el revenimiento del concreto ocasionó huecos y fisuras. Se debe confinar el refuerzo adicional alrededor de las aberturas para evitar una falla por pandeo.

1.5 Jiménez

En la rehabilitación estructural el uso de muros diafragma de concreto reforzado presentan algunos inconvenientes desde el punto de vista constructivo. Debido a que el refuerzo del muro no es continuo se deben colocar anclas en las vigas y se debe asegurar que no quede ninguna separación entre el concreto del muro y la viga superior. Una alternativa a la colocación de muros diafragma es la colocación de un muro excéntrico al eje de la viga. L. R. Jiménez (1989) estudió el comportamiento de un marco de concreto no dúctil de un nivel y una crujía con una escala 2:3 reforzado mediante la adición de un muro de concreto reforzado excéntrico (espécimen JI 1). Comparó los resultados del muro excéntrico con los resultados de las pruebas realizadas por Gaynor (1988) en un marco reforzado con muro diafragma de concreto (espécimen GA 1).

Se utilizó un marco anteriormente ensayado por Gaynor (1988) en donde el traslape del refuerzo longitudinal de las columnas falló. Se llevó a cabo una reparación del marco original retirando el concreto dañado en la zona del traslape y sustituyéndolo por concreto nuevo. Para evitar este mecanismo de falla se encamisaron las columnas. El refuerzo horizontal del muro se ancló en el encamisado y el refuerzo vertical en la cimentación. La conexión del muro con la viga superior se realizó a partir de barras corrugadas con un doblado a 90 grados adheridas con resina epoxi en la viga. Las anclas en la unión con la viga superior se diseñaron para transmitir todo el cortante a partir de las especificaciones de fricción cortante. No se consideró la transmisión de cortante de los encamisados de las columnas. En unión entre el muro y marco se aumentó la rugosidad del concreto original en la interfaz. La prueba se realizó ante cargas cíclicas reversibles en el plano del muro sin aplicar carga axial.

Debido a que la resistencia del modelo fue mayor a la capacidad del sistema de carga, el espécimen no falló, sin embargo, en el último ciclo de carga se observó un aumento pequeño de la resistencia indicando que se alcanzó la resistencia máxima del espécimen. En las anclas de la viga superior se midieron deformaciones significativamente menores que el valor de deformación de fluencia del acero indicando que la mayoría de la fuerza cortante se transmitió a través del encamisado de las columnas y probablemente por la adhesión del concreto en la interfaz del muro y la viga. La carga máxima aplicada fue de 1824 kN. La capacidad a flexión y la resistencia a fuerza cortante calculadas con los criterios del ACI 318-86 fue de 1 753 kN y 1624 kN, respectivamente. Ambos resultados fueron conservadores probablemente debido al que el código no contempla el encamisado de las columnas. Se calculó la

rigidez lateral en el intervalo elástico obteniendo un valor de 2 504.2 kN/mm. Con una distorsión de entrepiso de 0.1% la rigidez del muro excéntrico disminuyó al 11% del valor teórico. Finalmente, el encamisado de las columnas evitó la falla del traslape y aumentó significativamente su ductilidad. No se observó que la excentricidad del muro tuviera un efecto en la respuesta del modelo. Comparando el muro excéntrico con el muro diafragma sin aberturas de Gaynor (1988), el muro excéntrico presentó una mayor resistencia, rigidez y la degradación de la rigidez fue más gradual.

1.6 Altin *et al.*

En las pruebas realizadas por S. Altin *et al.* (1992) se evaluó el comportamiento de marcos de concreto reforzados con cuatro tipos de muros diafragma de concreto reforzado. Se ensayaron 14 especímenes de dos niveles incluyendo un marco sin reforzamiento (especimen AL 10) y cuatro muros monolíticos (especímenes AL 1, AL 2, AL 6 y AL 13). Los especímenes se diseñaron con una altura libre de 0.75 m y una separación entre columnas de 1.30 m. El marco existente se diseñó como un sistema estructural columna débil – viga fuerte con columnas de 150x99 mm y vigas de 150x150 mm. Los muros diafragma se diseñaron con un espesor de 50.8 mm. Las variables de los muros diafragma fueron el arreglo del refuerzo del muro y la conexión con el marco existente. En los muros diafragma se utilizó una cantidad de refuerzo similar, en peso, al refuerzo del muro monolítico. En los muros diafragma tipo A (especímenes AL 3, AL 9 y AL 11) se colocó refuerzo vertical, horizontal y en ambas diagonales del panel. El refuerzo diagonal se soldó al refuerzo del marco existente. En los muros tipo B (especímenes AL 8 y AL 12) el refuerzo vertical se traslapó con anclas adheridas con resina epoxi en las vigas y el refuerzo horizontal se soldó al refuerzo de las columnas. En los muros tipo C (especímenes AL 4, AL 7 y AL 14) se colocó una mayor cuantía de refuerzo en los cuatro extremos del muro diafragma soldado al refuerzo del marco existente. En los especímenes tipo A, B y C no se detalló el tipo de soldadura ni si el refuerzo se soldó al refuerzo longitudinal o transversal del elemento. En el muro tipo D (especimen AL 5) no se conectaron los muros con el marco existente. También se diseñaron muros monolíticos con un detallado del alma idéntico al del muro tipo D con el refuerzo vertical y horizontal anclado en el marco. Todos los modelos se colaron horizontalmente logrando asegurar una adecuada unión entre la parte superior de cada muro diafragma y la viga.

Las pruebas se realizaron ante cargas laterales cíclicas reversibles aplicadas únicamente en el segundo nivel. Los modelos se distribuyeron en tres series de pruebas. En la serie 1 la cuantía del refuerzo longitudinal de las columnas fue de 0.021 mientras que en las series 2 y 3 fue de 0.042. En los especímenes de la serie 3 se aplicó carga axial de 62.4 kN en cada columna. Todos los modelos fallaron por una combinación de una falla por flexión y por cortante por deslizamiento con un agrietamiento horizontal en la unión con la cimentación. En los muros monolíticos, la fluencia del refuerzo de las columnas y el plano de falla horizontal en el alma del muro no ocurrieron en la unión con la cimentación si no a una altura cercana a la cimentación. Los muros diafragma que sí fueron conectados al marco incrementaron la resistencia del marco entre 3.2 y 7.3 veces. Al comparar los resultados de las series 1 y 2 se observó que el incremento la resistencia a flexión de las columnas aumentó la resistencia de los especímenes. Comparando las series 2 y 3, la aplicación de la carga axial en las columnas también tuvo el efecto de incrementar la resistencia de los modelos. El espécimen AL 5 (tipo D) aumentó 2.4 veces la resistencia a pesar de no tener conexión con el marco. En todos los modelos se alcanzó la resistencia máxima a flexión calculada o el modelo llegó a un valor cercano. La rigidez inicial de la serie 3 fue significativamente mayor que la rigidez inicial de la serie 2 indicando que la aplicación de la carga axial también aumentó la rigidez. Comparando la rigidez del marco sin reforzamiento y los marcos reforzados con muros diafragma, en general se observó que la adición de los muros diafragma aumentó significativamente la rigidez del marco original. Comparando la disipación de energía de los especímenes de la serie 3 se observó que los cuatro especímenes tuvieron una disipación de energía similar hasta un valor del factor de ductilidad acumulada de 4. Los

especímenes AL 12 (tipo B) y AL 13 (muro monolítico) tuvieron un comportamiento similar siendo los especímenes que disiparon la mayor cantidad de energía.

Mediante los métodos semiempíricos de Kahn (1976), Smith y Carter (1969) y Takanayagi et al. (1979) se calculó la capacidad de carga de los especímenes con muros diafragma. También se utilizó el método plástico de Liauw y Kahn (1985) siendo este último método el que obtuvo los valores más cercanos a lo medido. Adicionalmente se estudió analíticamente el efecto de la adición de los muros diafragma en el periodo fundamental de un edificio de tres niveles de cinco crujías en la dirección de la aplicación de las fuerzas sísmicas y una crujía en la dirección perpendicular. Se consideraron dos condiciones de rehabilitación del edificio: adición de muros diafragma en las cinco crujías y adición de dos crujías utilizando los resultados experimentales de rigidez de cada espécimen. También se consideraron dos variables, con y sin el aumento de masa debido a la adición de los muros (alrededor de un 6% de aumento de masa). En general se observó que el periodo disminuyó alrededor de 80% en el edificio con muros diafragma en las cinco crujías y alrededor de 70% cuando únicamente se adicionaron muros en dos crujías.

Se comprobó que el uso de muro diafragma de concreto reforzado es una técnica eficiente para aumentar significativamente la resistencia y la rigidez de marcos de concreto reforzado; sin embargo, se debe recalcar la importancia de que el proceso constructivo sea tal que asegure la unión entre la parte superior de cada muro y la viga. El arreglo del refuerzo del muro aparentemente no tuvo un efecto significativo en la resistencia última ni en comportamiento, sin embargo, los autores concluyeron que el muro tipo B con anclas en las vigas tuvo un comportamiento mejor. También se concluyó que los muros diafragma sin conexión con el marco no son un sistema eficiente de reforzamiento.

1.7 Canbay et al.

En las pruebas realizadas por E. Canbay et al. (2003) se estudió la distribución de las fuerzas internas en un marco de concreto rehabilitado con muros diafragma de concreto reforzado. Se construyó un marco de dos niveles y tres crujías con una escala 1:3. El marco se diseñó con deficiencias estructurales comunes de los edificios en Turquía incluyendo baja resistencia del concreto, insuficiente rigidez lateral, bajo confinamiento en las columnas y traslapes del refuerzo longitudinal de las columnas a nivel de piso. Únicamente se adicionaron muros diafragma de concreto reforzado en la crujía central (especimen CA 2). El sistema de anclaje de los muros se realizó a partir de anclas adheridas con resina epoxi en el perímetro de vigas, columnas y cimentación. En la viga intermedia las anclas se barrenaron a través de la viga. El marco original y los muros diafragma se colaron verticalmente. La resistencia medida a la compresión del concreto en el marco original y los muros diafragma fue de 13.8 MPa y 30.8 MPa, respectivamente.

Se diseñó un transductor especial para determinar la distribución de las fuerzas internas en el espécimen. Se aplicó una carga axial de 9 kN en cada columna. Las pruebas se realizaron ante cargas cíclicas reversibles. Primero se ensayó el marco original alcanzando un daño moderado aplicando una carga máxima de 13.9 kN. Sin reparar el daño del marco original, se adicionaron los muros diafragma en la crujía central. En la prueba del marco reforzado la carga máxima fue de 53.2 kN. En la crujía reforzada se observó la formación de un plano de falla horizontal a lo largo de las columnas y el muro diafragma en el nivel del traslape del refuerzo de las columnas a una altura aproximada de 320 mm de la cimentación. A partir de las mediciones se determinó que 99 % de la carga lateral fue resistida por la crujía reforzada con los muros diafragma en los primeros ciclos y 90 % en el último ciclo.

Con la adición de los muros diafragma, la capacidad de carga lateral aumentó 3.8 veces y la rigidez inicial 15.3 veces. Se realizó un análisis estático no lineal. Los resultados analíticos simularon

adecuadamente la rigidez inicial y la resistencia lateral de los especímenes, sin embargo, no fue posible modelar adecuadamente la degradación de la rigidez debido a la carga lateral reversible.

Los autores concluyeron que el traslape deficiente del refuerzo longitudinal de las columnas tuvo un efecto adverso en el comportamiento del marco reforzado con muro diafragma. En cuanto a la distribución de las fuerzas internas, la crujía interior reforzada con los muros diafragma resistió casi la totalidad de la carga lateral en los ciclos previos a la fluencia del refuerzo del muro indicando que no fue necesario reparar la estructura dañada.

1.8 Sonuvar *et al.*

En los edificios de uso residencial en Turquía es común el uso de traslapes del refuerzo longitudinal de las columnas a nivel de piso. Anteriormente se observó que el confinamiento deficiente de estos traslapes tienen un efecto negativo en el comportamiento de marcos reforzados con muros diafragma de concreto reforzado. M. O. Sonuvar et al. (2004) estudiaron el comportamiento de tres distintas técnicas para reforzar localmente el traslape. Se construyeron cinco especímenes cada uno conformado por dos marcos simétricos respecto al eje de la cimentación de dos niveles y una crujía con una escala 1:3. Los marcos se diseñaron con columna débil - viga fuerte, confinamiento deficiente en columnas y vigas, nulo confinamiento de la conexión viga - columna y baja resistencia a la compresión del concreto. El refuerzo longitudinal de las columnas del espécimen SO 2 se diseñó continuo. En los demás especímenes se construyeron traslapes a nivel de piso.

En los especímenes SO 2 y SO 6 no se realizó ningún reforzamiento adicional a la adición de los muros diafragma. En el espécimen SO 4 el traslape se encamisó con placas metálicas. En el espécimen SO 8 se diseñaron elementos de refuerzo en los extremos del muro adicionando dos barras longitudinales de 12 mm de diámetro confinadas con estribos en forma de letra U. En el espécimen SO 10 se construyeron elementos de refuerzo en los muros diafragma con un aumento de la sección del muro en el elemento de refuerzo con cuatro barras lisas de 8 mm adecuadamente confinadas. Los muros se unieron al marco existente con anclas adheridas con resina epoxi. En los especímenes B10 y B12 la cuantía de las anclas se duplicó debido al refuerzo vertical adicional del muro diafragma.

Primero se realizaron las pruebas a los marcos originales sin ningún reforzamiento hasta alcanzar un daño moderado. Posteriormente, se realizaron las pruebas a los marcos reforzados. Los modelos se probaron horizontalmente ante cargas laterales cíclicas reversibles. Se aplicó una carga axial de 50 kN en cada columna, excepto en el B9 con 25 kN.

Todos los especímenes reforzados, excepto el SO 8, fallaron por deslizamiento con un plano de falla horizontal a la altura de 300 mm de la cimentación en el nivel de las anclas. En el modelo SO 8 el mecanismo de falla fue aparentemente por cortante (tensión diagonal) en el alma. La adición de muros diafragma aumentó entre 10 y 24 veces la resistencia del marco original correspondiente. El espécimen SO 10 con la adición de los elementos de refuerzo tuvo la mayor resistencia lateral. El espécimen SO 4 con el encamisado metálico aumentó alrededor de 16 veces la capacidad de carga mientras que el espécimen SO 6, sin reforzamiento local alrededor de 10 veces. La rigidez inicial del marco original aumentó entre 12 y 29 veces con la adición de los muros diafragma, excepto en el espécimen SO 8, en el cual aumento fue de alrededor de 58 veces debido a la baja rigidez inicial del marco original, probablemente ocasionada por la aplicación de la mitad de la carga axial. El espécimen SO 4 con el encamisado de placas metálicas presentó la mayor rigidez inicial y aumentó 21.7 veces la rigidez inicial del marco original. El espécimen SO 6 sin reforzamiento local aumentó 17.3 veces la rigidez inicial del marco original. La adición de los muros diafragma aumentó la disipación de energía del marco original. Los especímenes SO 4 y SO 10 presentaron una disipación de energía superior al espécimen SO 8. Los resultados indicaron que las tres técnicas de reforzamiento utilizadas contrarrestaron los efectos

negativos del traslape en el comportamiento de los marcos reforzados con muros diafragma. En conclusión, en marcos de concreto con este tipo de traslapes es necesario realizar un reforzamiento local.

1.9 Kara y Altin

Kara y Altin (2006) estudiaron el comportamiento de marcos no dúctiles de concreto rehabilitados mediante la adición de muros diafragma parciales de concreto reforzado. Se ensayaron siete marcos de concreto reforzado con una escala 1:3 de una crujía y dos niveles. El marco original se diseñó con columna débil – viga fuerte, baja rigidez lateral, nulo confinamiento en la conexión viga – columna y confinamiento deficiente en las vigas y columnas. Los especímenes KAR 1 y KAR 2 consistieron en un marco sin reforzamiento y un marco reforzado con un muro diafragma completo, respectivamente. Los especímenes KAR 3, KAR 4 y KAR 5 consistieron en marcos reforzados con segmentos de muro, similares a un muro patín, abarcando 25, 50 y 75% de la longitud de la crujía, respectivamente, conectados a la columna adyacente, a la cimentación y a las vigas. En el espécimen 6 se colocaron dos muros simétricos, cada uno adyacente a una columna, abarcando en total 75% de la longitud de la crujía. El espécimen KAR 7 consistió en un muro diafragma parcial colocado en el centro de la crujía abarcando 50% de su longitud. La unión de los muros y el marco original se realizó a partir de anclas adheridas con resina epoxi.

En los ciclos subsecuentes a la resistencia máxima en los especímenes reforzados se observó daño severo en el marco original. Los marcos reforzados presentaron entre 3 y 7.8 veces la resistencia lateral del marco sin reforzamiento. El espécimen KAR 2 con el muro diafragma completo presentó la mayor resistencia, sin embargo, la falla por cortante de las columnas limitó su capacidad de deformación. Los especímenes con la misma relación de aspecto (especímenes KAR 4 y KAR 7 y especímenes KAR 5 y KAR 6) presentaron una resistencia lateral similar.

Los marcos reforzados con muros diafragma parciales presentaron entre 6.1 y 28.3 veces la rigidez inicial del marco sin reforzamiento. Comparando los especímenes con la misma relación de aspecto, el espécimen KAR 4 (muro patín) tuvo una rigidez inicial 45% mayor que el espécimen KAR 7 (muro al centro de la crujía). El espécimen KAR 5 (muro patín) tuvo una rigidez inicial 37% mayor que el espécimen KAR 6 (dos muros patín).

A partir de los resultados de las pruebas se observó que al aumentar la relación de aspecto del muro (l_w/h_w), la resistencia, la rigidez lateral y la disipación de energía también aumentaron. Comparando los muros con la misma relación de aspecto, la configuración de los muros diafragma parciales no tuvieron un efecto en la resistencia pero sí en la rigidez lateral. Los especímenes con un segmento de muro conectado a la columna adyacente, la cimentación y las vigas tuvieron una rigidez lateral mayor. La baja ductilidad del marco original limitó la resistencia de los marcos reforzados. Para mejorar el comportamiento de los muros diafragma parciales es necesario reforzar las columnas y vigas del marco original.

1.10 Anil y Altin

Anil y Altin (2006) estudiaron el comportamiento de marcos rehabilitados mediante la adición de muros diafragma parciales de concreto reforzado. Se ensayaron nueve marcos de concreto reforzado con una escala 1:3 de una crujía y un nivel. Los especímenes AN 1, AN 2 y AN 3 consistieron en un marco sin reforzamiento, un muro monolítico y un muro diafragma completo, respectivamente. Los especímenes AN 4, AN 5 y AN 6 consistieron en marcos reforzados con segmentos de muro, similares a un muro

patín, abarcando 25, 50 y 75% de la longitud de la crujía, respectivamente, conectados a la columna adyacente, la cimentación y la viga. En el espécimen 7 se colocaron dos muros patín simétricos cada uno adyacente a una columna abarcando en total 75% de la longitud de la crujía. El espécimen AN 8 consistió en un muro segmento de muro colocado en el centro de la crujía abarcando 50% de su longitud, únicamente unido a la cimentación y a la viga. En el espécimen AN 9 el marco se reforzó con un muro diafragma con una abertura en forma de ventana. La unión de los muros y el marco original se realizó a partir de anclas adheridas con resina epoxi.

Todos los especímenes reforzados con muro diafragma parciales fallaron por cortante (compresión diagonal) en el alma del muro. En el espécimen AN 9 con el muro diafragma con abertura en forma de ventana, a partir del aplastamiento de los segmentos de muro adyacentes a la abertura en forma de ventana, las columnas trabajaron como columnas cortas y fallaron por cortante.

Los marcos reforzados presentaron entre 3.8 y 10.1 veces la resistencia del marco sin reforzamiento. Comparando los especímenes con la misma relación de aspecto, el espécimen AN 6 (un segmento de muro) presentó una resistencia 20% mayor que el espécimen AN 7 (dos muros patín). El espécimen AN 5 (muro patín) tuvo una resistencia 13% mayor que el espécimen AN 8 (muro al centro de la crujía). El espécimen AN 9 con abertura en forma de ventana presentó alrededor de la mitad de la resistencia de muro monolítico. Los marcos reforzados con muros diafragma presentaron entre 4.7 y 35.5 veces la rigidez inicial del marco sin reforzamiento. Comparando los especímenes con la misma relación de aspecto, el espécimen 6 presentó una rigidez inicial 16% mayor que el espécimen AN 7. El espécimen AN 5 tuvo una rigidez inicial 13% mayor que el espécimen AN 8.

A partir de los resultados experimentales se observó que en los especímenes con muros patín, al aumentar la relación de aspecto l_w/h_w del segmento de muro, la resistencia, rigidez lateral y disipación de energía también aumentaron. Respecto a la configuración de los muros diafragma parciales, los marcos reforzados con un segmento de muro unido a la columna adyacente, cimentación y viga tuvieron una resistencia y rigidez mayor que los marcos reforzados con un segmento de muro al centro de la crujía o dos muros patín (uno en cada columna).

1.11 Chrysostomou *et al.*

En años anteriores a 2012, la mayor parte de las pruebas experimentales realizadas en marcos de concreto reforzado rehabilitados mediante la adición de muros diafragma de concreto reforzado se había ejecutado en especímenes de uno o dos niveles. Sin embargo, en edificios reales, la relación de aspecto del sistema estructural es mayor, por lo tanto, dominarán los efectos por flexión. C. Z. Chrysostomou et al. (2012) estudiaron el comportamiento de un marco de concreto reforzado a escala real rehabilitado mediante la adición de muros diafragma de concreto reforzado. Se ensayó un espécimen conformado por dos marcos paralelos de tres crujías y cuatro niveles unidos al centro con vigas y una losa maciza. La crujía intermedia de ambos marcos se reforzó con muros diafragma de concreto reforzado en todos los niveles. Los marcos se diseñaron únicamente para resistir cargas gravitacionales de acuerdo con la práctica en Chipre a finales de los setenta y principios de los ochenta con traslapes del refuerzo vertical de las columnas a nivel de piso.

La conexión entre el muro diafragma y el marco original se realizó a partir de anclas adheridas con resina epoxi en dos configuraciones diferentes. La primera consistió en una combinación de anclas cortas para transmitir el cortante y anclas largas traslapadas con el refuerzo del muro. La segunda configuración consistió únicamente de anclas largas cumpliendo ambas funciones, anclar el refuerzo del muro a partir de un traslape y transmitir el cortante en la unión. Se consideró que el refuerzo del muro se traslapó con el ancla más próxima. La cuantía de refuerzo en los muros diafragma de los dos niveles inferiores fue mayor en el marco norte. Los traslapes del refuerzo longitudinal de las columnas

adyacentes al muro en el primer nivel se reforzaron mediante el encamisado a tres caras con fibras de carbono abarcando parte del muro diafragama.

Se realizaron dos pruebas pseudodinámicas escalando el acelerograma a una aceleración de 0.10g y 0.25g y una prueba a la falla. En la primera prueba, con aceleraciones bajas, no se observaron grietas en el espécimen. En la prueba con una aceleración de 0.25g en el marco sur se observó una disminución de la capacidad de carga lateral debido a la falla del traslape de la columna exterior del lado este y el agrietamiento de la cimentación en la base del muro. En ambos marcos dominaron los efectos de flexión. El marco norte, con una mayor cuantía de refuerzo en los muros de los primeros dos niveles, tuvo un mejor comportamiento, sin embargo, la diferencia no fue significativa. El encamisado con fibras de carbono del traslape de las columnas adyacentes al muro diafragma en el primer nivel logró evitar la falla del traslape de las columnas. Las pruebas evidenciaron que es necesario reforzar los traslapes de todas las columnas para mejorar el comportamiento del edificio.

1.12 Teymur *et al.*

Se construyeron cuatro especímenes con una escala aproximada de 1:2 de una crujía y un nivel. Los marcos se diseñaron con columna débil – viga fuerte, bajo confinamiento de las columnas y la viga, y nulo confinamiento de la conexión viga – columna. Los especímenes consistieron en un marco sin reforzamiento (especimen TE 1), dos marcos reforzados con un segmento de muro aislado al centro de la crujía (especímenes TE 2 y TE 3) y un espécimen con un muro diafragma completo (especimen TE 4). En los especímenes TE 2 y TE 3 el segmento de muro se construyó con concreto lanzado. En el espécimen TE 4 el muro fue colado en sitio. Únicamente en el modelo TE 2 el marco original consistió en un marco agrietado por tensión diagonal en ambos extremos de cada columna. Estas grietas se repararon mediante la inyección de resina epoxi.

La conexión entre el marco y el muro se realizó a partir de anclas adheridas con resina epoxi. En el espécimen TE 4, reforzado con un muro diafragma completo, se colocaron anclas en todo el perímetro del muro. En los especímenes TE 2 y TE 3 entre el segmento de muro y cada columna se dejó una separación de 200 mm. Los muros se diseñaron con un espesor de 50 mm. En las columnas de los marcos reforzados se aplicó una carga axial equivalente a 20% de su resistencia a carga axial. Las pruebas se realizaron ante cargas laterales cíclicas reversibles. El marco sin reforzamiento falló por flexión y por cortante en los extremos de las columnas. En los tres especímenes con muros el mecanismo de falla fue por cortante en las columnas.

La resistencia del espécimen TE 2 fue 1.8 veces mayor que el marco sin muro diafragma. El espécimen TE 3 tuvo una resistencia 1.6 mayor que el marco sin reforzamiento. El espécimen TE 4 tuvo una resistencia entre 2.2 y 2.6 veces mayor que el marco sin reforzamiento. La rigidez lateral antes del primer agrietamiento del espécimen TE 2 fue alrededor de seis veces mayor que la rigidez del marco sin reforzamiento. El espécimen TE 3 tuvo una rigidez lateral antes de primer agrietamiento cinco veces mayor que el marco sin reforzamiento. A partir de un análisis realizado se determinó que, al aumentar la separación entre el muro y las columnas, la resistencia y rigidez lateral disminuyen significativamente. El reforzamiento de un marco de concreto con un segmento de muro aislado al centro de la crujía construido con concreto lanzado presenta ventajas tanto constructivas como económicas, sin embargo, los resultados experimentales mostraron que, a pesar de separar los muros de las columnas, no se logró evitar un mecanismo de falla frágil.

1.13 *Strepelias et al.*

Se construyeron tres marcos de concreto reforzado no dúctiles de una crujía y cuatro niveles con una escala 3:4. La conexión del muro diafragma se realizó a partir de anclas adheridas con resina epoxi en el marco original con dos configuraciones diferentes. La primera configuración consistió en una combinación de anclas cortas para transmitir el cortante en la unión y anclas largas traslapadas con el refuerzo del muro. La segunda configuración consistió únicamente de anclas largas con la mitad de la separación del refuerzo del muro cumpliendo ambas funciones, transmitir el cortante en la unión y anclar el refuerzo del muro a partir de un traslape.

En el espécimen ST 1 se colocaron ambas configuraciones. En los especímenes 2 y 3 únicamente se colocaron anclas largas por ser un método más sencillo y debido a que no se observó una diferencia notoria entre ambas configuraciones en las pruebas del primer espécimen. En los dos niveles superiores de los especímenes ST 2 y ST 3 únicamente se colocaron dos anclas en cada borde del muro. No se aumentó la rugosidad de la superficie del marco original en contacto con el muro diafragma y las anclas no se diseñaron con fricción cortante debido a que se esperaba un agrietamiento en la unión horizontal. Las anclas se diseñaron para resistir todo el cortante a partir de las especificaciones de la Federación Internacional del Concreto (2012).

El espesor de los muros fue equivalente al ancho de las columnas y vigas creando un muro una sección rectangular constante en toda la altura del espécimen. La cuantía del refuerzo de los muros diafragma de los primeros niveles fue distinta en cada espécimen siendo mayor en el espécimen ST 1 seguido del espécimen ST 2. En los muros diafragma de todos los niveles del espécimen ST 3, los tres niveles superiores del espécimen ST 2 y los dos niveles superiores del espécimen ST 1, se colocó la cuantía mínima de refuerzo (0.2%) establecida en los códigos para muros nuevos, sin embargo, la separación fue mayor que la separación máxima permitida.

En los tres especímenes se reforzó el traslape del refuerzo longitudinal de las columnas en el primer nivel mediante el encamisado a tres caras con dos capas de fibra de carbono. En los especímenes ST 1 y ST 3 se observaron dos planos de falla horizontales, el primero a la altura de las anclas de la cimentación y el segundo en la base del muro. La grieta en la base del muro fue más significativa en ambos especímenes. En el espécimen ST 2, a partir del agrietamiento en la base de las columnas en el segundo nivel en la zona del traslape, se extendió una grieta horizontal en casi todo el claro de la viga. De acuerdo con los autores esto debió a que el único refuerzo vertical en la viga era el refuerzo transversal creando una zona débil. Para evitar este tipo de falla es recomendable colocar anclas a través de la viga o tiras verticales de fibra de carbono.

La variación de la cuantía del refuerzo del muro diafragma no tuvo un efecto significativo en el comportamiento de los especímenes. El refuerzo del traslape de las columnas a tres caras con fibras de carbono evitó la falla del marco. Los resultados obtenidos con el código europeo (CEN 2005) y la Federación Internacional del Concreto (2012) para un muro monolítico modelaron adecuadamente el comportamiento de los especímenes. En general, se validó la modelación de un marco rehabilitado con muros diafragma como un muro monolítico con un mecanismo de falla por flexión en la base.

1.14 *Moretti et al.*

Se construyeron 10 marcos no dúctiles de concreto reforzado con una escala 1:3 con el principio de columna débil-viga fuerte. Se ensayaron marcos reforzados con muros diafragma con dos relaciones de aspecto $H/L=0.58$ en los especímenes de la serie A (especímenes PA) y 0.83 en los especímenes de la serie B (especímenes MO). El espécimen PA 1 consistió en un marco sin reforzamiento (marco

original). En los especímenes PA 2 y PA 3 se colocó el muro diafragma simplemente apoyado en el marco original sin ningún tipo de conexión. La conexión en los demás especímenes se realizó a partir de anclas adheridas con resina epoxi. En los especímenes PA 5, MO 1 y MO 3 la conexión consistió en anclas únicamente en la unión con la viga y la cimentación. En los especímenes PA 4 y MO 3 se colocaron anclas en todo el perímetro del muro diafragma. En el espécimen PA 6 la conexión se realizó únicamente a partir de colar el muro con los encamisados de las columnas mientras que en el espécimen PA 7 adicionalmente al encamisado se colocaron anclas en todo el perímetro del muro. Únicamente se escarificó la superficie del marco original para unir los elementos nuevos en estos últimos dos especímenes. Se estudió el efecto de la profundidad de anclaje en la unión. En los especímenes PA 4, PA 5 y MO 3 se utilizaron anclas cortas con la profundidad de anclaje mínima de $8d_b$ en el marco establecida en el reglamento griego para rehabilitar estructuras de concreto reforzado (KAN.EPE 2012) donde d_b es el diámetro de las anclas. La profundidad de las anclas dentro del muro fue de $17d_b$. En los especímenes PA 7, MO 1 y MO 2 se colocaron anclas largas con una profundidad de anclaje de $20d_b$ en la cimentación y $10d_b$ en las columnas y la viga superior. La profundidad de las anclas dentro del muro fue de $33d_b$.

El marco sin reforzamiento (especimen PA 1) falló por flexión. En todos los especímenes reforzados el deslizamiento entre el muro y la viga o la cimentación provocó la falla por cortante del marco original. Únicamente se observaron grietas en el muro diafragma en los especímenes con anclas largas (especímenes PA 7, MO 1 y MO 2) y en el espécimen con anclas cortas en todo el perímetro del muro (especimen PA 4).

Se midieron los deslizamientos relativos entre el muro y el marco. Ante cargas iguales, los especímenes con los encamisados de las columnas presentaron los deslizamientos relativos menores. Aunque se logró aumentar la resistencia del marco con los muros simplemente apoyados, su comportamiento después de alcanzar su resistencia mostró una degradación significativa. Se observó que el uso de anclas en la conexión con las columnas aumentó la rigidez del espécimen, sin embargo, no implicó un aumento significativo en la resistencia del espécimen y aparentemente tuvo un efecto negativo en la ductilidad. El encamisado de las columnas aumentó significativamente la resistencia de los marcos reforzados y fueron los especímenes que presentaron la mayor rigidez (especímenes PA 6 y PA 7). En cuanto a la longitud de las anclas, el uso de anclas largas aumentó la rigidez y resistencia del marco reforzado.

Adicionalmente se estudió el diseño de los muros diafragma utilizando las especificaciones de diseño establecidas para muros diafragma de mampostería. Se observó que el uso de anclas largas promovió la activación de la diagonal a compresión en el alma del muro. Se calculó la rigidez de los especímenes modelando el muro diafragma como una diagonal equivalente. En el caso de los especímenes con anclas en todo el perímetro del muro se subestimó la rigidez. Se calculó la resistencia a la compresión de la diagonal equivalente y la resistencia a la tensión diagonal del muro diafragma; sin embargo, en ambos casos no se predijo adecuadamente el comportamiento de los especímenes. En los especímenes PA 6, PA 7, MO 1 y MO 2 se predijo el aplastamiento del muro con el método de la ASCE, sin embargo, en ningún espécimen se observó este tipo de falla. No fue posible calcular la fuerza cortante en el inicio de un deslizamiento significativo en la unión entre el muro diafragma y la cimentación o la viga. Para el cálculo de la resistencia a flexión se supuso una distribución lineal de las deformaciones unitarias. Únicamente en el espécimen PA 7 las deformaciones medidas del refuerzo vertical se aproximaron al comportamiento esperado a flexión. En general, la resistencia calculada a flexión no coincidió con el mecanismo de falla observado en los especímenes. Para el cálculo de la resistencia a fuerza cortante del marco los autores recomiendan realizar un análisis de las fuerzas en la conexión viga-columna modelando la diagonal a compresión como una carga puntual.

En conclusión, el espécimen reforzado mediante el encamisado con concreto reforzado de las columnas y un muro diafragma con anclas largas en todo el perímetro tuvo la mayor resistencia, rigidez inicial y disipación de energía. Para evitar la falla del marco original se debe controlar el deslizamiento en la

interfaz entre el muro y la viga o la cimentación. En general el uso de las especificaciones de diseño para muros diafragma de mampostería no es aplicable en muros diafragma de concreto reforzado en marcos no dúctiles.

2. BASE DE DATOS DE EXPERIMENTOS

Con el objetivo de evaluar el comportamiento ante cargas laterales de marcos de concreto reforzado rehabilitados mediante la adición de muros diafragma completos, muros diafragma parciales (muros que no abarcan la totalidad de la crujía), muros diafragma con aberturas y muros excéntricos de concreto reforzado se desarrolló una base de datos. En este capítulo se describe la información recabada para la elaboración de la base de datos, así como un análisis de las distintas variables del marco original, el muro adicionado y la conexión entre el marco y el muro.

2.1 Descripción general de la base de datos

La base de datos se elaboró con la información de experimentos de distintos países incluyendo Estados Unidos, Grecia, Japón y Turquía. A cada espécimen se le asignó una clave que consistió en las primeras dos iniciales del primer autor del artículo seguido de un número para identificar a cada espécimen dentro del mismo programa experimental. Por ejemplo, el espécimen AL 4 es el cuarto espécimen de los experimentos realizados por Altin *et al.* (1992). Los datos fueron: a) tomados de lo reportado en artículos; b) extraídos de curvas reportadas; c) inferidos a partir de la información disponible cuando fue posible; d) calculados. En las casillas en donde fue requerido, se utilizaron las siguientes abreviaturas: NA (no aplica) y SD (sin datos).

La información se capturó en unidades del Sistema Internacional (SI) de modo que los datos en sistema MKS o Imperial fueron convertidos al SI. Dentro de la base de datos se incluyeron las propiedades de los materiales de los especímenes. Se utilizó la resistencia nominal a compresión del concreto con excepción de los especímenes ensayados por Chrysostomou *et al.* (2012) en donde únicamente se obtuvo la resistencia especificada a la compresión del concreto.

Dentro de la base de datos se incluyeron 93 especímenes los cuales se clasificaron de acuerdo con su configuración en (figuras 2.1.2 y 2.1.2): marco sin reforzamiento (SM), muro monolítico (MM), muro diafragma completo (DC), muro excéntrico (ME), un solo muro patín (1MP), dos muros patín cada uno adosado a una columna (2MP), un segmento de muro aislado al centro de la crujía (AC), muro diafragma con abertura en forma de ventana (AV) y muro diafragma con abertura en forma de puerta (AP). En los experimentos realizados por Canbay *et al.* (2003) y Sonuvar *et al.* (2004), antes de la adición de los muros diafragma, los marcos originales se ensayaron hasta alcanzar un daño moderado con una distorsión de entrepiso del primer nivel de aproximadamente 2%. De ambos artículos se incluyeron los especímenes antes y después del reforzamiento como marco sin reforzamiento y muro diafragma completo, respectivamente. La mayor parte de los especímenes incluidos en la base de datos (86.0%) se construyó con una escala 1:3 (figura 2.1.3). La mayoría de los modelos estudiados es de un nivel y una crujía (59.1%) o de dos niveles y una crujía (33.3%) (figura 2.1.4). En los especímenes de tres crujías únicamente se colocaron muros en la crujía central.

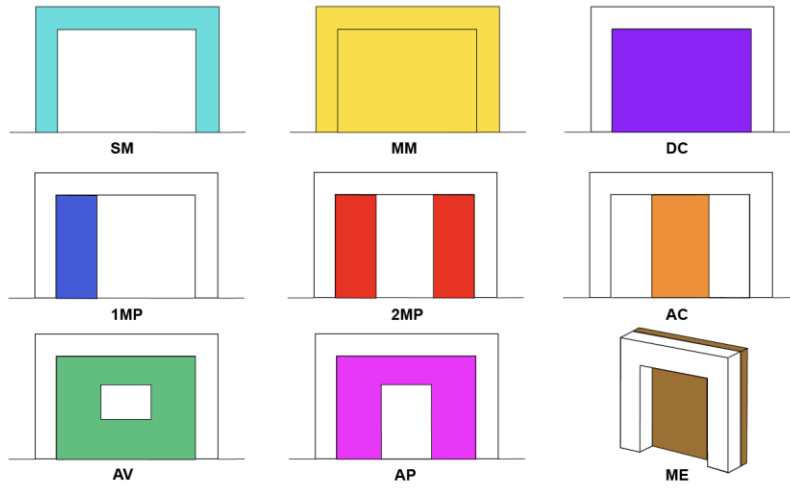


Figura 2.1.1 Clasificación de los especímenes

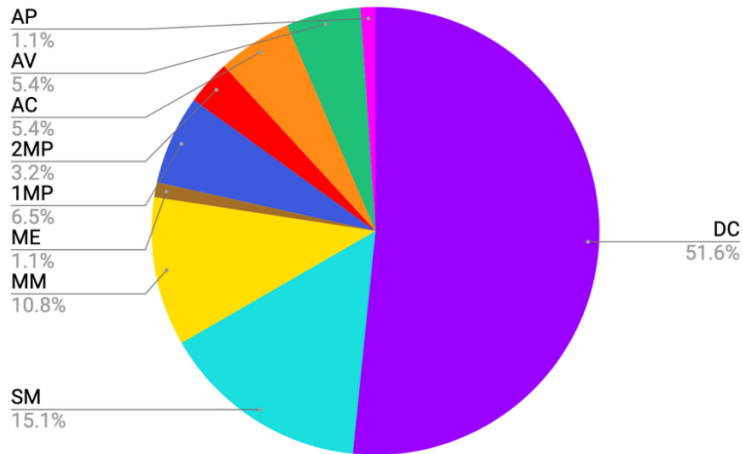


Figura 2.1.2 Distribución de especímenes de acuerdo con su clasificación

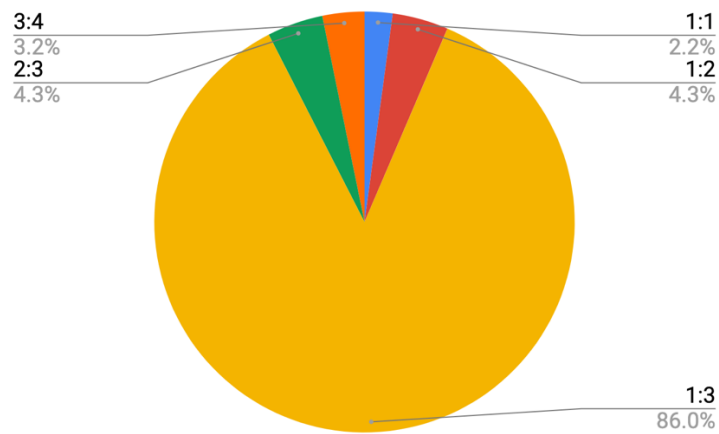


Figura 2.1.3 Escala de los especímenes

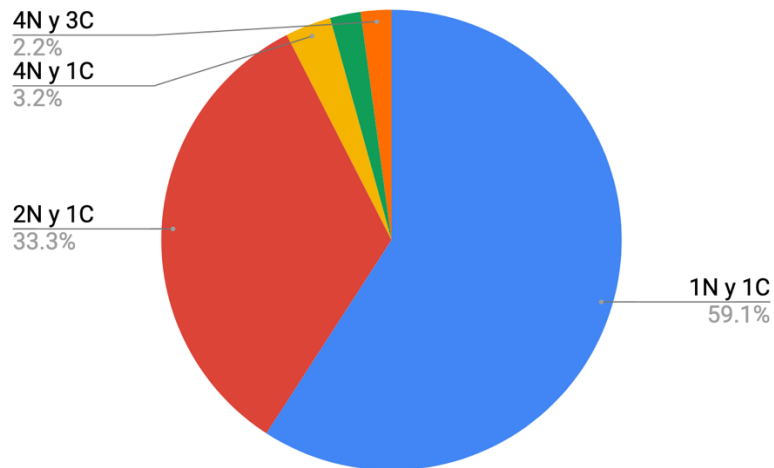


Figura 2.1.4 Niveles y crujiás de los especímenes

2.2 Características del marco original

2.2.1 Valores obtenidos de los estudios

En países como Estados Unidos, Grecia y Turquía, es usual que en edificios anteriores a las décadas de los años setenta y ochenta el refuerzo longitudinal de las columnas se traslapara en la base. Es normal que el traslape fuera diseñado por compresión debido a que las fuerzas laterales (demandas sísmicas) de la época eran bajas y no implicaban la ocurrencia de fuerza axiales de tensión en las columnas. Con la adición del muro diafragma, el comportamiento del sistema marco-muro puede ser controlado por la falla de adherencia del traslape. En 14 marcos reforzados con muros, el marco original se diseñó con esta deficiencia constructiva y en nueve especímenes el traslape se reforzó localmente para evitar este mecanismo de falla. En la base se incluyó la longitud del traslape y la técnica de reforzamiento local. Las técnicas de reforzamiento local incluyeron la adición de un elemento de borde en ambos extremos del muro diafragma, el encamisado de las columnas con concreto reforzado o el encamisado de la zona del traslape con placas de acero o fibras de carbono. Dentro de los especímenes reforzados mediante la adición de muros, únicamente en ocho el marco original tenía algún tipo y nivel de daño. En dos especímenes este daño fue reparado con inyección de resina epoxi (especimen TE 2) o sustituyendo el concreto dañado por concreto nuevo (especimen JI 1).

Dentro de la base se incluyó:

- distancia a ejes de columna, l_c
- distancia entre columnas, l_l
- altura al centro de la viga, h_c
- altura libre de columnas, h_l .

En 55.9% de los especímenes, la resistencia medida a la compresión del concreto del marco original fue entre 20 y 30 MPa (figura 2.2.1) con una media de 21.5 MPa y un coeficiente de variación de 0.28. En 44.0% de los especímenes no se aplicó carga axial en las columnas (figura 2.2.2). De las columnas y las vigas se incluyeron ambas dimensiones de la sección transversal, así como detalles del refuerzo

longitudinal y transversal. No fue posible obtener el recubrimiento de la gran mayoría de los especímenes. En estos casos se supuso un recubrimiento de 30 mm en el prototipo el cual se redujo de acuerdo con la escala de los especímenes. Varios especímenes se diseñaron con una baja cuantía de refuerzo transversal y una alta separación de estribos (figuras 2.2.3 y 2.2.4). En la base de datos se incluyeron 15 marcos sin reforzamiento que se utilizaron para comparar cuantitativamente el efecto de la adición del muro en el comportamiento final del espécimen.

2.2.2 Valores calculados:

A partir de los valores de las variables reportadas en los artículos o de los estudios, se calcularon las siguientes variables (en todas las figuras con diagramas de barras, el límite superior de cada barra se incluyó dentro de los especímenes contados):

- a) Relación entre la carga axial y la resistencia a carga axial en cada columna $\frac{P}{f_c A_g}$ (figura 2.2.2)

donde:

P = carga axial aplicada en cada columna

f_c = resistencia nominal a la compresión del concreto.

En la mayor parte de los especímenes (40%) no se aplicó carga axial en el marco original.

- b) Cuantía de refuerzo longitudinal en columnas $p = A_s / A_g$ (figura 2.2.3).

donde:

A_s = área total de acero longitudinal

A_g = área bruta de la sección transversal, $A_g = bh$.

La cuantía p varió entre 1.08 y 4.67% con una media de 2.07% y un coeficiente de variación de 0.49.

- c) Cuantía de refuerzo transversal en columnas $p'' = \text{área de refuerzo transversal en la dirección de la carga} / (b d)$ (figura 2.2.3)

donde:

b = ancho de la columna en la dirección perpendicular a la dirección del muro

d = peralte efectivo de las columnas en la dirección del muro.

La cuantía p'' varió entre 0.068 y 0.44% con una media de 0.22% y un coeficiente de variación de 0.62.

- d) Relación entre la separación del refuerzo transversal y la dimensión transversal de la columna paralela a la fuerza cortante s/h (figura 3.2.4). Este cociente varió entre 0.125 y 1.00 con una media de 0.58 y un coeficiente de variación de 0.46.

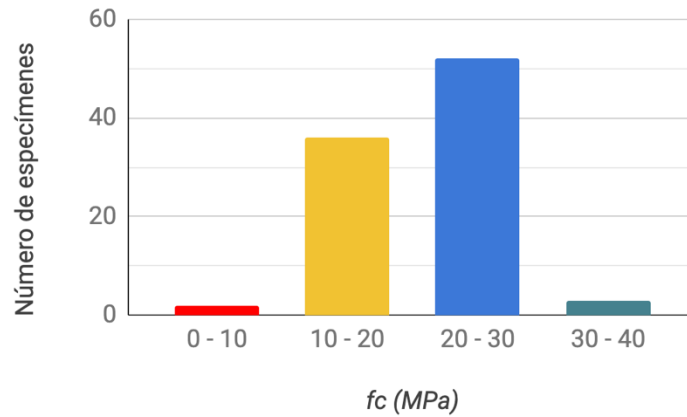


Figura 2.2.1 Resistencia medida a la compresión del concreto del marco

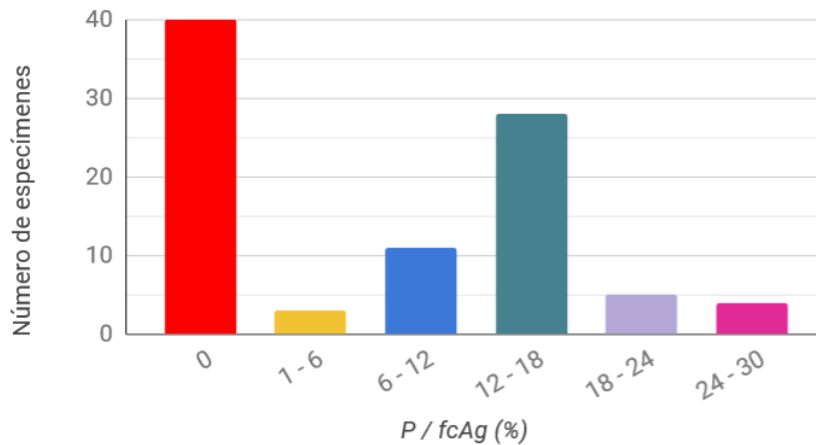


Figura 2.2.2 Relación entre la carga axial y la resistencia a carga axial en cada columna

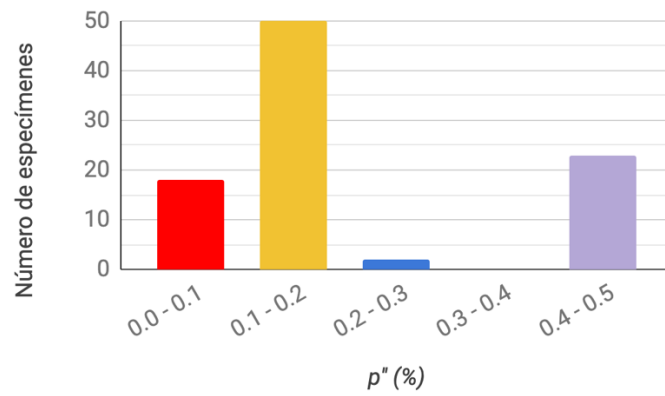
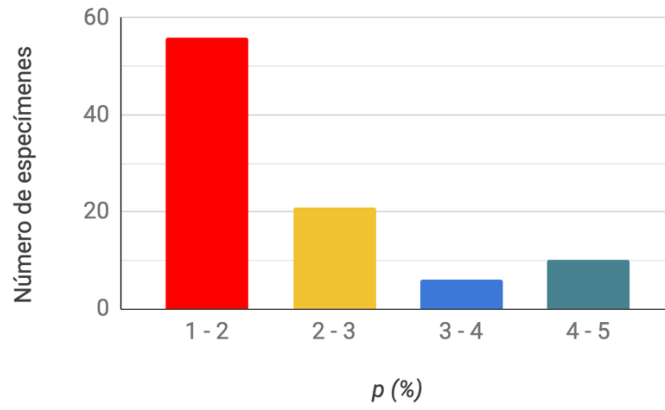


Figura 2.2.3 Cuantías de refuerzo longitudinal y transversal de las columnas del marco original

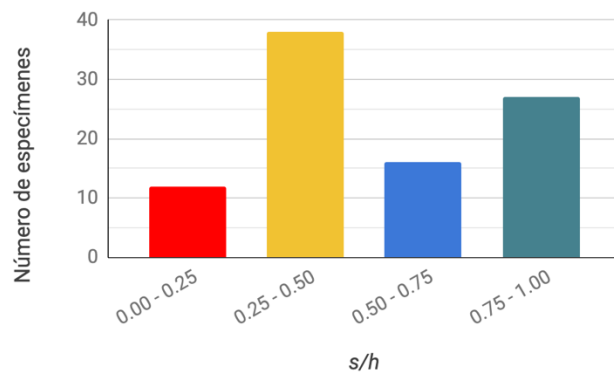


Figura 2.2.4 Relación entre la separación del refuerzo transversal y el peralte de las columnas

2.3 Características del muro

2.3.1 Muros diafragma y muros monolíticos

2.3.1.1 Valores obtenidos de los estudios

Se incluyeron 10 muros monolíticos en los cuales el marco y el muro diafragma fueron colados simultáneamente. Estos especímenes se utilizaron como referencia al igual que los marcos sin reforzamiento. Dentro de la base se incluyó el espesor del muro y los detalles del acero de refuerzo. En los especímenes reforzados con muros diafragma y los muros monolíticos la resistencia medida del concreto del muro varió entre 9.8 MPa y 40.3 MPa (figura 2.3.1). En 69.2% de los especímenes la resistencia nominal del concreto fue entre 20 y 30 MPa con una media de 24.9 MPa y un coeficiente de variación de 0.24. El refuerzo del muro consistió en una o dos capas de barras corrugadas de acero en direcciones vertical y horizontal (figura 2.3.2). En nueve especímenes el refuerzo del muro consistió en una malla de alambre soldado. En la figura 2.3.3 se muestra la distribución de especímenes de acuerdo con la colocación del concreto.

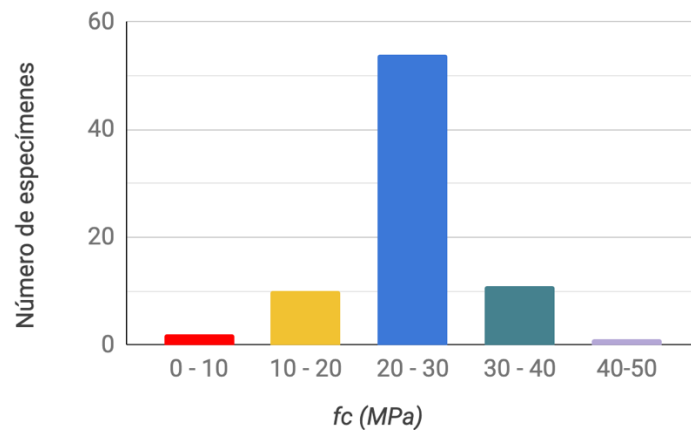


Figura 2.3.1 Resistencia medida a la compresión del concreto del muro

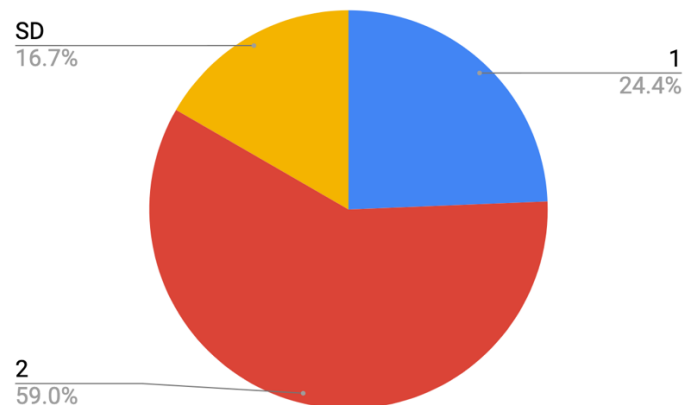


Figura 2.3.2 Capas de refuerzo en el muro

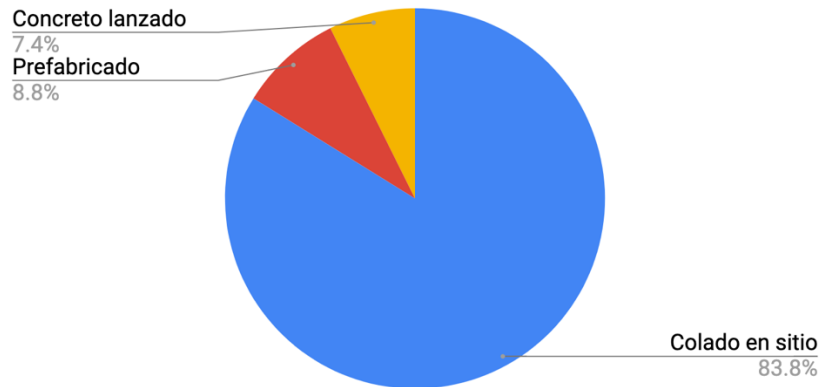


Figura 2.3.3 Colocación del concreto del muro diafragma o del segmento de muro (no se incluyeron muros monolíticos)

2.3.1.2 Valores calculados

Con los datos de los experimentos se calcularon las siguientes variables:

a) Relación de aspecto del muro diafragma h/l (figura 2.3.4)

donde:

h = altura del muro diafragma

l = del muro diafragma.

Esta relación se calculó en los especímenes conformados por muros monolíticos (MM), muros diafragma completos (DC), muros con aberturas en forma de ventana (AV) y muros con aberturas en forma de puerta (AP).

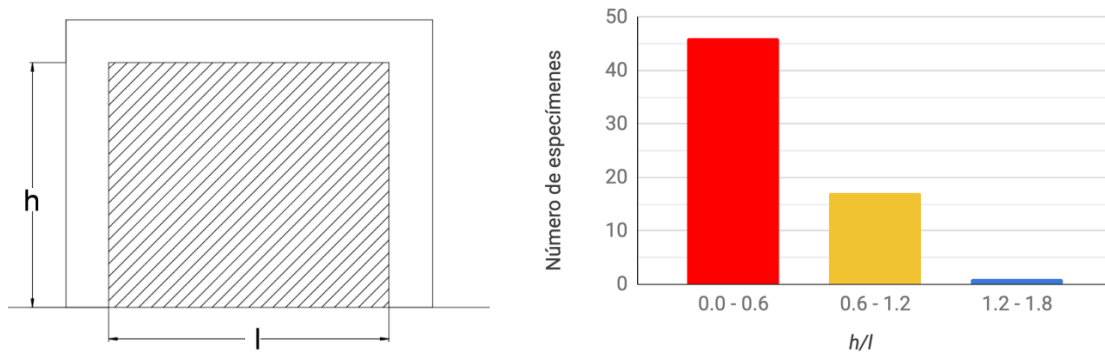


Figura 2.3.4 Relación de aspecto del muro diafragma (especímenes MM, DC, AV y AP)

b) Relación del sistema marco - muro H_m/L (figura 3.3.5)

donde:

H_m = altura total del espécimen (incluyendo el peralte de la viga superior),

L = longitud de la crujía reforzada hasta las caras exteriores de las columnas adyacentes al muro.

Esta relación se calculó en especímenes conformados por muros monolíticos (MM), muros diafragma completos (DC) y muros con aberturas en forma de ventana (AV). Esta relación es de particular relevancia para comprender el comportamiento global del marco reforzado.

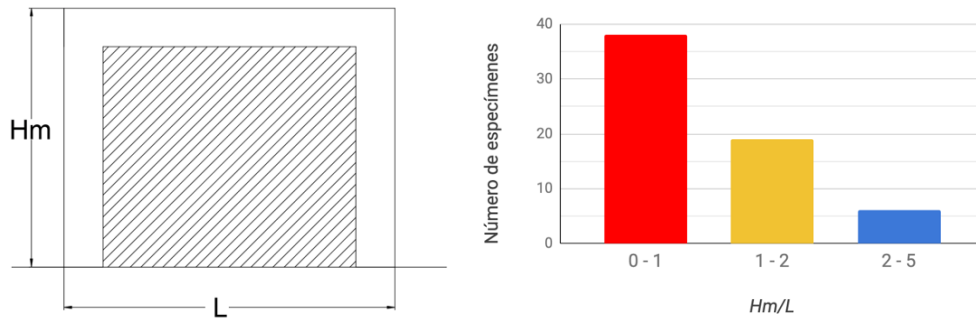


Figura 2.3.5 Relación de aspecto del sistema marco - muro (especímenes MM, DC y AV)

c) Relación de aspecto del segmento de muro H_s/L_s (figura 3.3.6)

donde:

H_s = altura del segmento de muro

L_s = longitud del segmento de muro.

Esta relación se calculó en los especímenes conformados por un solo muro patín (1MP), dos muros patín cada uno adosado a una columna (2MP) y un segmento de muro aislado al centro de la crujía (AC).

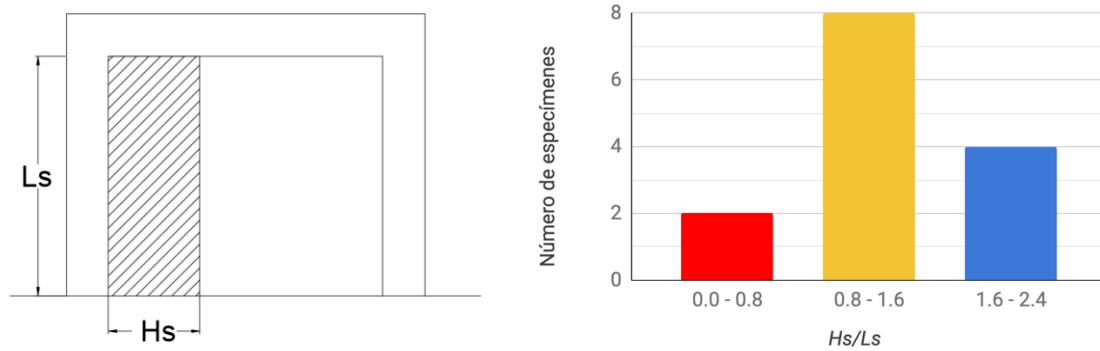


Figura 2.3.6 Relación de aspecto de segmentos de muro (especímenes 1MP, 2MP y AC)

- d) Relación entre el espesor del muro y el ancho de las columnas en la dirección perpendicular a la dirección del muro t/b (figura 2.3.7)

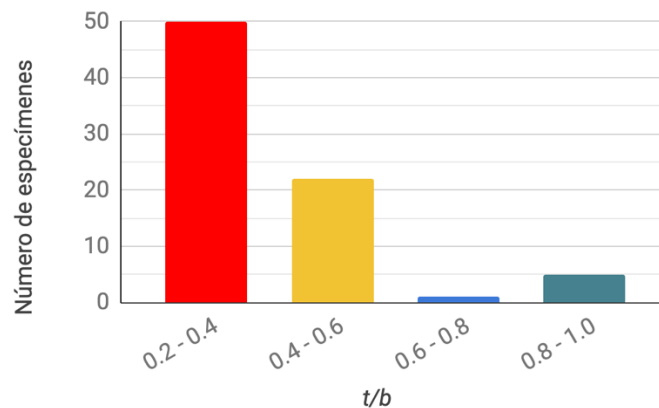


Figura 2.3.7 Relación entre el espesor del muro y el ancho del marco original

- e) Cuantía del refuerzo horizontal paralelo a la fuerza cortante $p_m = \frac{A_{vm}}{s_m t}$ (figura 2.3.8)

donde:

s_m = separación del refuerzo horizontal

A_{vm} = área de refuerzo horizontal comprendida en una distancia s_m .

En 46.2% de los modelos la cuantía horizontal fue entre 0.75 y 1.00 con una media de 0.72 y un coeficiente de variación de 0.30.

- f) Cuantía del refuerzo vertical perpendicular a la fuerza cortante $p_n = \frac{A_{vn}}{s_n t}$ (figura 2.3.8)

donde:

s_n = separación del refuerzo vertical,
 A_{vn} = área de refuerzo vertical comprendida en una distancia s_n .

En los experimentos realizados por Altin *et al.* (1992) no se calculó la cuantía vertical ni horizontal por falta de datos, sin embargo, se incluyó en la base de datos la cuantía de cada espécimen señalada en el artículo. En 57.7% de los modelos, la cuantía horizontal fue entre 0.75 y 1.00 con una media de 0.73 y un coeficiente de variación de 0.37. En la mayoría de los especímenes se colocó una cuantía mayor a la especificada en el ACI-19 para muros especiales de 0.25%.

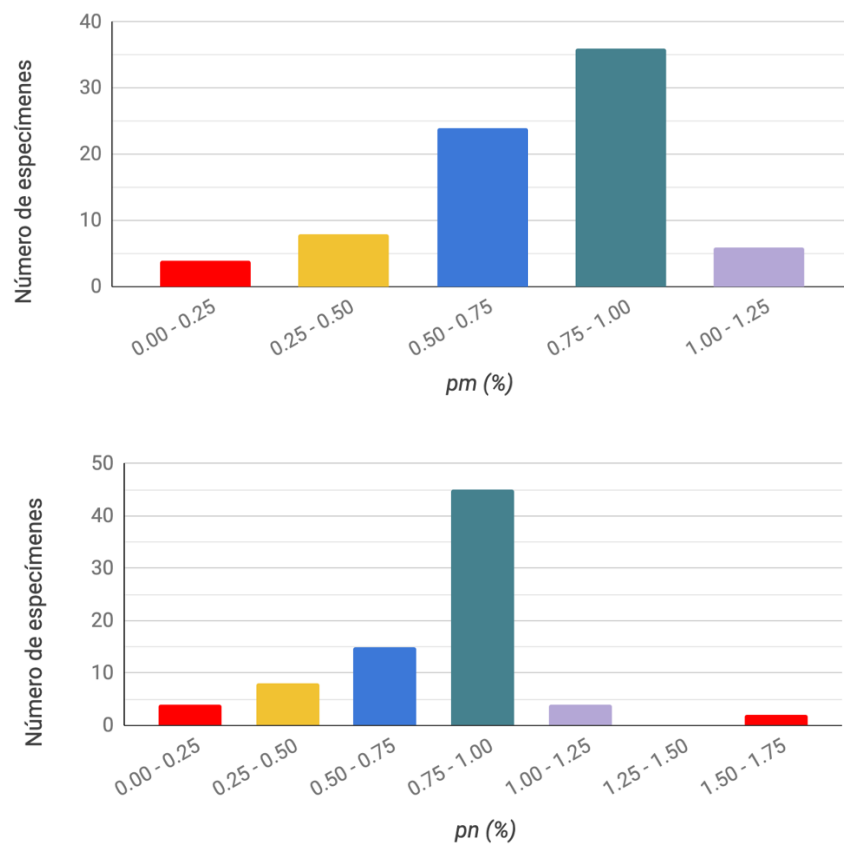


Figura 2.3.8 Cuantía de refuerzo horizontal (p_m) y vertical (p_n) de los muros

g) Relación entre la rigidez de la columna y la rigidez del muro $\frac{k_{col}}{k_{col}+k_{muro}}$ (figura 2.3.9)

donde:

$$k_{col} = 12EI/H_c^3$$

E = módulo de elasticidad del concreto de la columna

I = momento de inercia de la columna

H_c = altura de la columna medida al centro del peralte de la viga

$$k_{muro} = GA/H_m$$

G = módulo de cortante

A = área de la sección transversal del muro (especímenes con muros diafragma completos)

H_m = altura del muro diafragma

La mayoría de los marcos con muros diafragma completos el cociente $\frac{k_{col}}{k_{col}+k_{muro}}$ fue menor que 0.01 indicando que en la mayoría de los especímenes, el marco es significativamente más flexible que el muro diafragma.

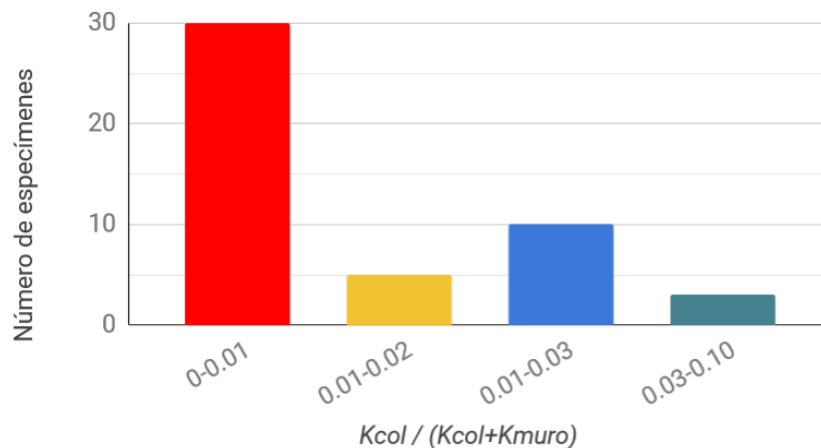


Figura 2.3.9 Relación entre la rigidez de la columna y la rigidez del muro diafragma completo

2.3.2 Muro excéntrico

Se incluyó un muro excéntrico ensayado por Jiménez (1989). El muro se construyó con un concreto con una resistencia medida a la compresión de 31.0 MPa. El acero de refuerzo consistió en una capa de barras corrugadas con una cuantía de refuerzo vertical y horizontal de 0.31%.

2.4 Características de la unión del muro con el marco original


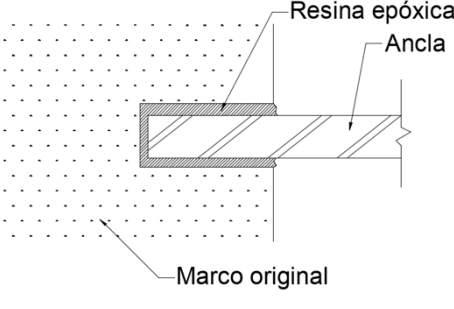

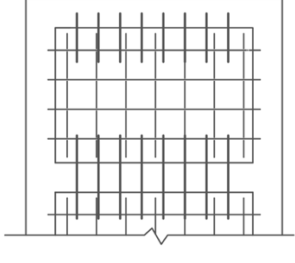

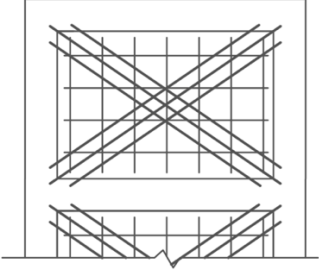

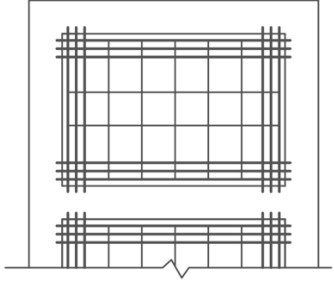
La conexión entre el marco y el muro más utilizada en los experimentos fue la colocación de anclas adheridas con resina epoxi en el marco original (tabla 2.4.1). También se ha estudiado el uso de un anclaje mecánico, llaves de cortante, soldadura del refuerzo del muro en el refuerzo del marco original y anclaje del refuerzo del muro en el encamisado de las columnas. Cuando se ha soldado el refuerzo del muro al refuerzo del marco original, no se ha detallado si la soldadura se realizó con el refuerzo transversal o longitudinal de la viga o columna. En el espécimen reforzado mediante la adición de un muro excéntrico el refuerzo horizontal se ancló en el encamisado de las columnas y en la unión con la viga y la cimentación se colocaron anclas adheridas con resina epoxi (figura 2.4.1).


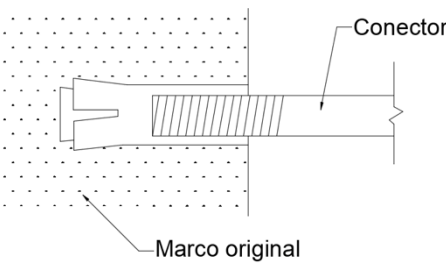

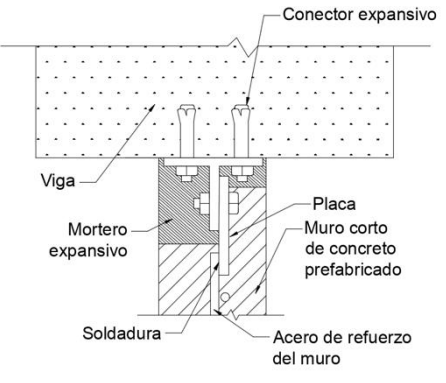

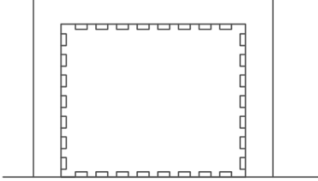

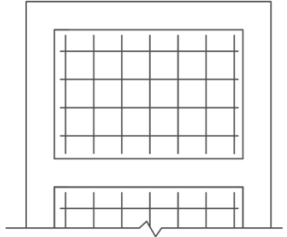



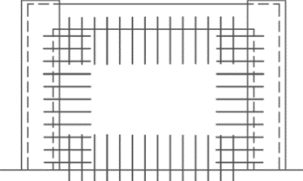
En cuanto a la configuración de la unión (tabla 2.4.2), se ha estudiado la colocación de anclas en todo el perímetro del muro o únicamente en la unión con la viga y la cimentación. En un espécimen

únicamente se colocaron anclas en la unión con la viga superior. En tres especímenes los muros se colocaron simplemente apoyados en el marco original sin ningún tipo de anclaje.

Otra variable incluida fue la preparación la superficie del concreto original en la interfaz de la unión (figura 2.4.1). Cuando se colocaron anclas en la unión se incluyó el tipo y diámetro de la barra, la separación, la profundidad de anclaje en el marco original y la profundidad en el muro.

Tabla 2.4.1 Conexión entre el muro diafragma o segmento de muro y el marco original

Tipo de conexión	Detalle	Especímenes
<p> Anclas con resina epoxi</p>		43
<p> Anclas con resina epoxi en vigas y refuerzo horizontal soldado al refuerzo de las columnas</p>		2
<p> Refuerzo diagonal soldado al refuerzo del marco original</p>		3
<p> Refuerzo adicional en los cuatro bordes del muro soldado al refuerzo del marco original</p>		3

<p> Anclaje mecánico</p>	 <p>Conector</p> <p>Marco original</p>	<p>5</p>
<p> Muros cortos verticales prefabricados con anclaje mecánico</p>	 <p>Conector expansivo</p> <p>Viga</p> <p>Mortero expansivo</p> <p>Soldadura</p> <p>Placa</p> <p>Muro corto de concreto prefabricado</p> <p>Acero de refuerzo del muro</p>	<p>6</p>
<p> Llaves de cortante y aditivo de tipo adhesivo</p>		<p>1</p>
<p> Sin anclaje</p>		<p>3</p>
<p> Colado del muro y encamisado de las columnas sin anclas</p>		<p>1</p>
<p> Anclas con resina epoxi y encamisado de las columnas</p>		<p>1</p>

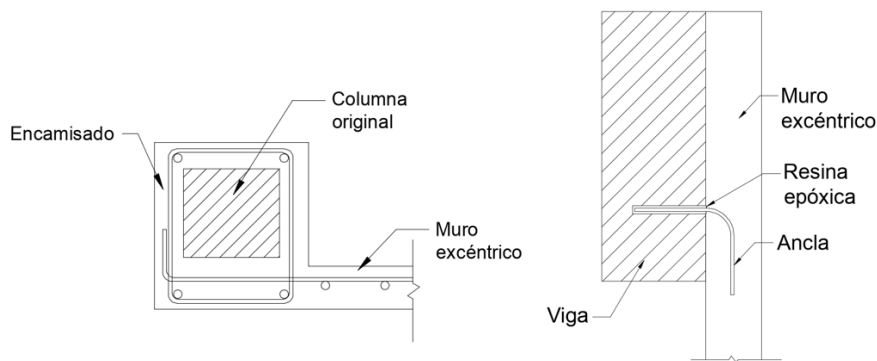


Figura 2.4.1 Conexión entre el muro excéntrico y el marco original en el espécimen JI 1

Tabla 2.4.2 Unión con elementos del marco original

Anclaje en	Especímenes
Columnas, viga y cimentación	51
Viga y cimentación	14
Sin anclaje	3
Viga superior solamente	1
Colado del muro y encamisado de las columnas sin anclas	1

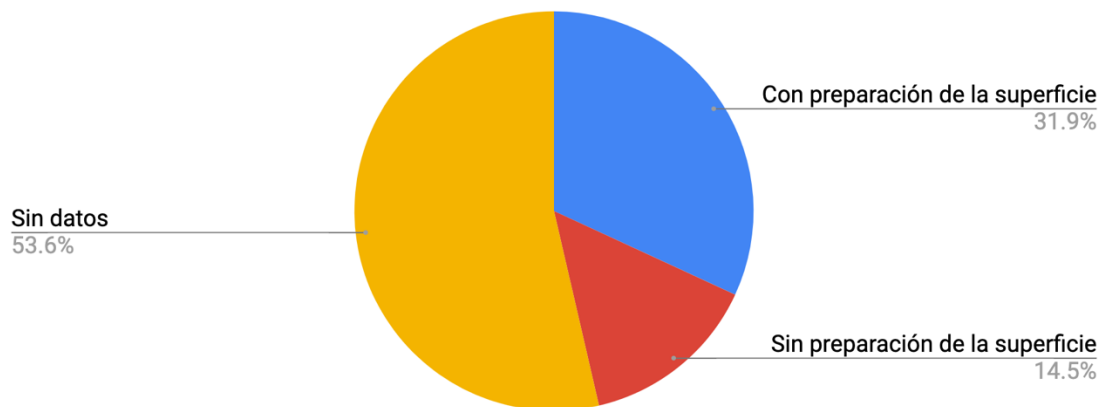


Figura 2.4.1 Preparación de la superficie

2.5 Resultados experimentales

De los resultados de los ensayos se incluyeron los siguientes valores reportados en los artículos:

- carga lateral máxima (resistencia), $V_{m\acute{a}x}$,
- desplazamiento del nivel superior a la carga lateral máxima, $\Delta_{m\acute{a}x}$
- distorsión de entrepiso del primer nivel a la carga lateral máxima en ambas direcciones
- rigidez inicial, K .

De algunos experimentos únicamente se obtuvo un valor de $V_{m\acute{a}x}$, $\Delta_{m\acute{a}x}$, y distorsión. En los especímenes ensayados por Kara *et al.* (2006) y Chrysostomou *et al.* (2012) en lugar de la carga lateral máxima se incluyó el cortante basal máximo debido a que en estos experimentos la carga lateral se aplicó en todos los niveles. En los especímenes SM (marcos sin reforzamiento) de los experimentos realizados Canbay *et al.* (2003) y Sonuvar *et al.* (2004) se incluyó la carga lateral máxima aplicada para alcanzar el daño moderado del espécimen.

2.5.1 Aumento de la resistencia y rigidez debido a la adición de los muros

Se comparó el aumento de la resistencia y rigidez del marco original debido a la adición de los muros de concreto cuando se incluyó un marco sin reforzamiento en el programa experimental. En la figura 2.5.1 se muestra la relación entre la rigidez inicial del marco reforzado y el marco sin reforzamiento, y la relación entre la resistencia lateral del marco sin reforzamiento y el marco reforzado en marcos reforzados con muros diafragma parciales con segmentos de muros con distintas dimensiones. Con los muros parciales se aumentó hasta 28 veces la rigidez inicial (modelo KAR 5 con un muro patín) y hasta 7.5 veces la resistencia (modelo AN 6 con un muro patín) del marco original. Los especímenes TE 3 y TE 2, reforzados con un muro construido con concreto lanzado con un espesor bajo y reforzado con una malla de alambre soldado, aunque aumentaron significativamente la rigidez, el efecto en la resistencia no fue tan significativo como otros especímenes, sin embargo, constructivamente pueden ser una alternativa más sencilla y menos costosa.

En los especímenes ensayados por Anil *et al.* (2006) (especímenes AN) el marco original se construyó con un detallado dúctil a diferencia de los especímenes ensayados por Kara *et al.* (2006) (especímenes KAR). En los experimentos realizados por Anil *et al.* (2006) se observó que el espécimen con un muro patín (especimen AN 5) tuvo una resistencia mayor que el espécimen con un segmento de muro con dimensiones similares aislado al centro de la crujía (especimen AN 8). La diferencia en la configuración del segmento del muro no se reflejó significativamente en la rigidez inicial de espécimen. Comparando los especímenes KAR 4 (muro patín) y KAR 7 (segmento de muro aislado) con segmentos de muros con dimensiones similares se observó que esta vez la colocación de un muro patín aumentó la rigidez inicial del espécimen, sin embargo, la diferencia en la resistencia no fue significativa. Aunque la ductilidad del marco es un factor en el comportamiento final del espécimen, en ambos casos el muro con un solo muro patín aparentemente tuvo un mejor desempeño. Comparando los especímenes AN 6 y AN 7, el espécimen AN 6 con un muro patín tuvo una resistencia y rigidez inicial mayor que el espécimen AN 7 con dos muros patín. Aunque en el espécimen AN 7 se colocaron dos muros patín, la suma de la longitud de ambos segmentos de muro fue igual a la longitud del segmento de muro del espécimen AN 6. El espécimen KAR 5 con un muro patín tuvo una rigidez inicial significativamente mayor que el espécimen KAR 6 con dos muros patín, sin embargo, el aumento de resistencia no fue significativo.

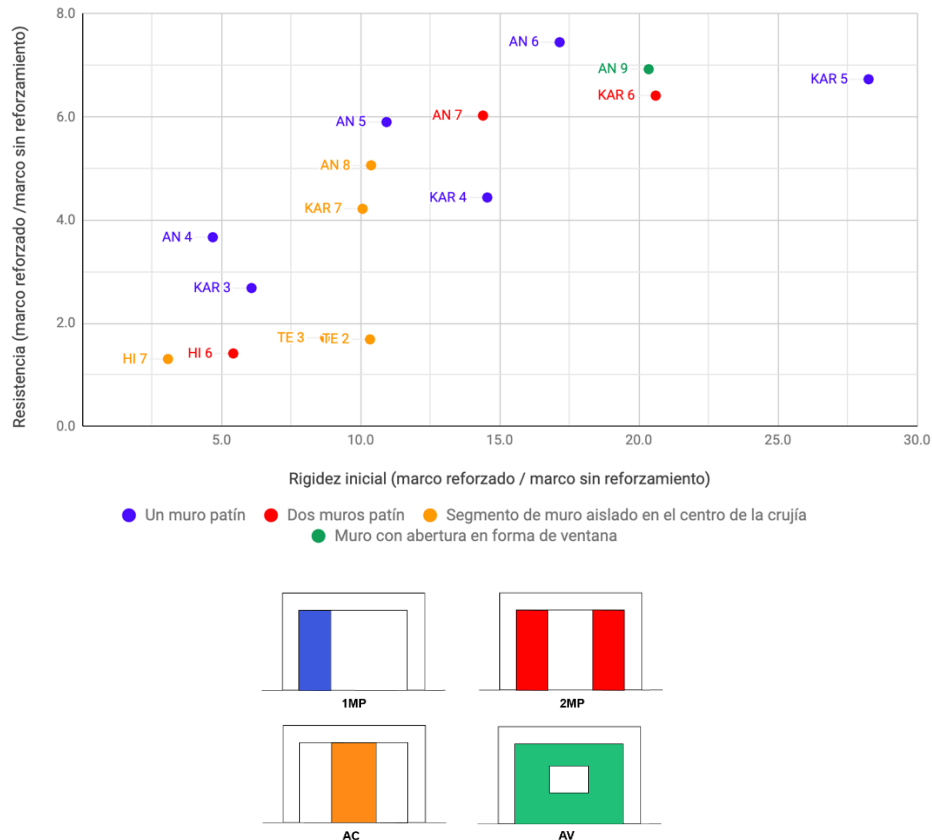


Figura 2.5.1 Aumento de la rigidez inicial y la resistencia lateral del marco original debido a la adición de muros diafragma parciales

En la figura 2.5.2 se muestra el cociente entre la resistencia del marco original y la resistencia del marco reforzado mediante la adición de los muros diafragma completos. Al comparar los resultados de los especímenes de distintos experimentos con los especímenes en los que se encamisaron las columnas adyacentes (especímenes PA 6 y PA 7), se corrobora lo observado en los experimentos de Papatheocharis *et al.* (2019). El encamisado de las columnas adyacentes aumenta significativamente la resistencia de marcos reforzados con muros diafragma. En los especímenes con anclas adheridas con resina epoxi se logró aumentar, hasta alrededor de 12 veces, la resistencia lateral del marco original.

En la figura 2.5.3 se graficó el mismo cociente de la figura 2.5.2 en el eje de las ordenadas y el cociente $\frac{k_{col}}{k_{col}+k_{muro}}$ calculado en el inciso 2.3.1.2.g en el eje de las abscisas. No se incluyeron los especímenes PA 6 y PA 7 en esta gráfica. Se puede observar en la figura que el aumento de resistencia fue mayor cuando la relación $\frac{k_{col}}{k_{col}+k_{muro}}$ fue menor indicando que cuando la diferencia entre la rigidez de la columna y la rigidez del muro fue mayor, el aumento de resistencia también fue más significativo. Los especímenes KAR 2, AN 3, PA 4 y PA 5 con anclas adheridas con resina epoxi con un cociente $\frac{k_{col}}{k_{col}+k_{muro}}$ entre 0.004 y 0.006 aumentaron la resistencia del marco original entre 7.6 y 11.7 veces. Por otro lado, en los especímenes HI 2, HI 3, HI 4, HI 8 y HI 9 con muros prefabricados con una relación de rigideces entre 0.024 y 0.027 se observó entre 1.4 y 4.3 veces la resistencia del marco original. Comparando los especímenes con un cociente de rigideces cercanos a 0.005 se observa que los especímenes con anclas adheridas con resina epoxi tuvieron un mejor desempeño que los modelos sin anclaje en la unión.

En la figura 2.5.3 se muestran las veces que se aumentó la rigidez inicial del marco original. Con el muro diafragma se logró aumentar hasta alrededor de 130 veces la rigidez inicial del marco original.

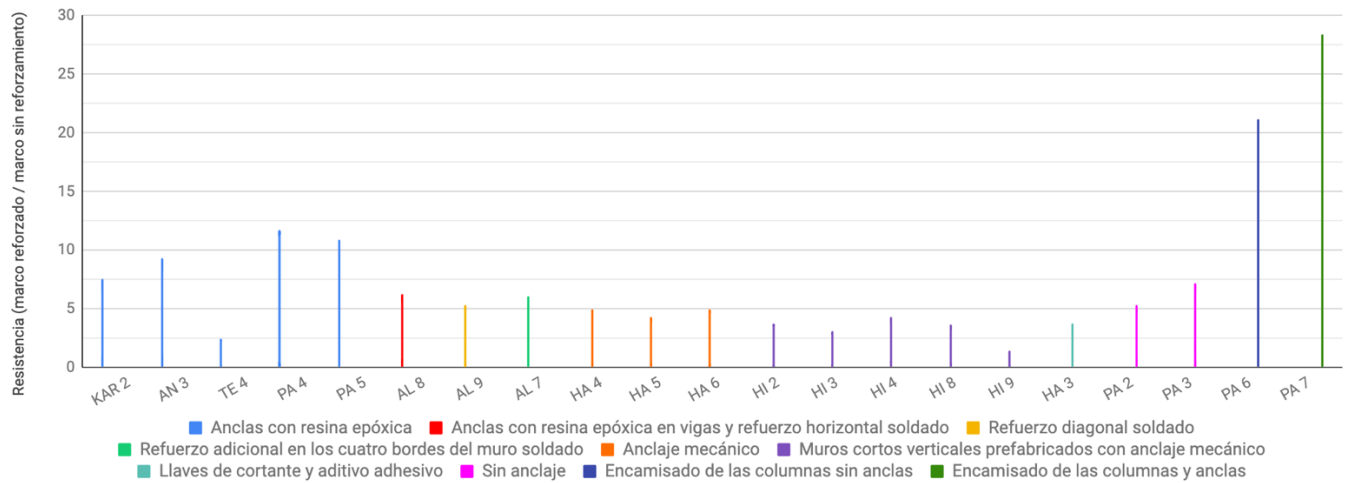


Figura 2.5.2 Efecto de la conexión entre muro diafragma completo y marco original en la resistencia lateral (ver tabla 2.4.1)

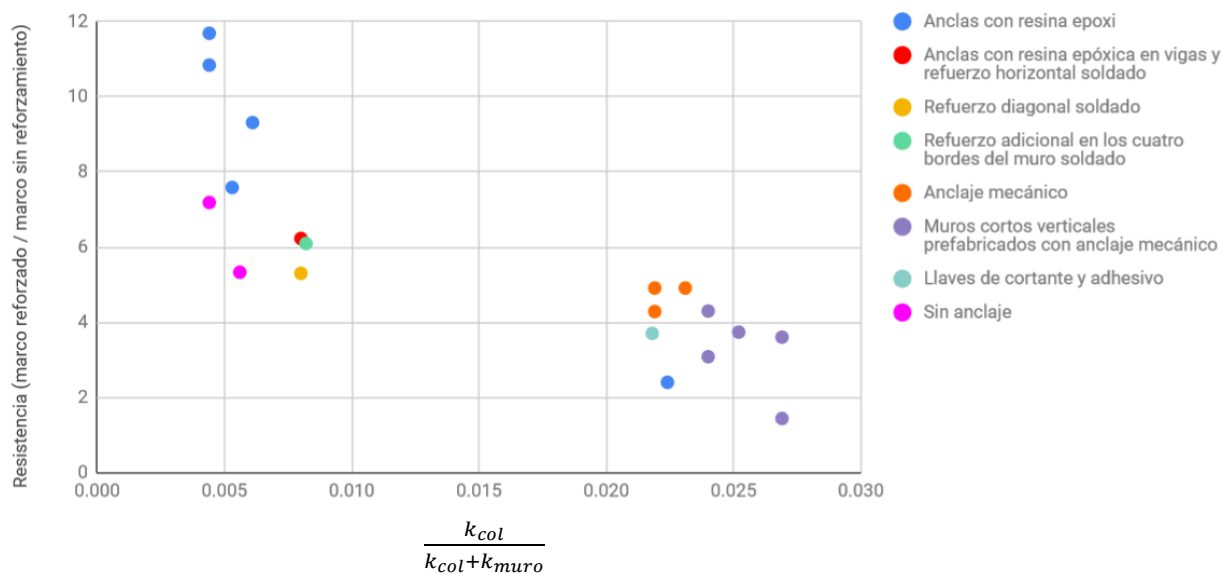


Figura 2.5.3 Efecto de la conexión entre el muro diafragma completo y marco original en la resistencia original considerando el cociente $\frac{k_{col}}{k_{col}+k_{muro}}$

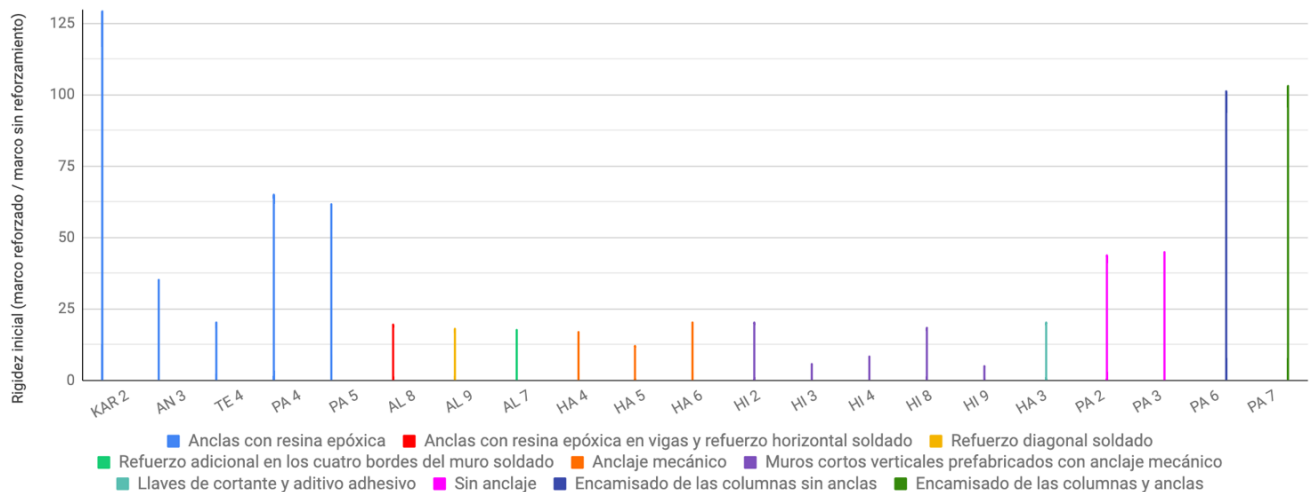


Figura 2.5.4 Efecto de la conexión entre muro diafragma completo y marco original en la rigidez inicial

2.5.2 Comparación de la resistencia y rigidez de los muros diafragmas completos y los muros monolíticos

En 10 modelos el marco y el muro fueron construidos simultáneamente para comparar su comportamiento con el de los marcos reforzado mediante la adición de muros. En la figura 2.5.5 se muestra la relación de la resistencia experimental del muro diafragma y el muro monolítico cuando se incluyó éste en el programa experimental. Como se observa, aunque con la adición de los muros diafragma se puede llegar a alcanzar resistencias similares a las de un muro monolítico, el tipo de conexión y su configuración son determinantes en el comportamiento ante cargas laterales del espécimen. Particularmente cuando se utilizaron anclas adheridas con resina en todo el perímetro del marco, la resistencia del espécimen fue entre 0.70 y 0.87 veces la resistencia del muro monolítico.

En los especímenes AL 8 y AL 12, la conexión se realizó con anclas adheridas con resina epoxi en las vigas y la cimentación y el refuerzo horizontal del muro se soldó al refuerzo original de las columnas. Ambos especímenes tuvieron una resistencia similar a la resistencia del muro monolítico. En general, los especímenes con un anclaje mecánico tuvieron una resistencia menor que los especímenes con anclas adheridas con resina epoxi. En el espécimen HI 9 se utilizaron muros cortos verticales prefabricados de concreto, sin embargo, no se utilizó mortero expansivo para rellenar la unión entre los paneles y el marco original. Claramente este espécimen no tuvo un comportamiento monolítico ya que únicamente presentó 0.28 veces la resistencia del muro monolítico. El único espécimen con llaves de cortante y adhesivo en la interfaz presentó únicamente 0.54 veces la resistencia del muro monolítico, valor similar al que se presentó cuando se colocó un muro diafragma sin anclaje en el marco original.

En la figura 2.5.6 se graficó el cociente de la resistencia experimental del muro diafragma y el muro monolítico en el eje de las ordenadas y la relación $\frac{k_{col}}{k_{col}+k_{muro}}$ en el eje de las abscisas. Aunque no se observa una tendencia en los resultados, se puede observar que incluso en especímenes con una relación de rigideces pequeña (menor que 0.01), la resistencia ha sido cercana a la resistencia de un muro monolítico. Los especímenes con una resistencia más cercana a la de un muro monolítico fueron los especímenes con el refuerzo del muro soldado al refuerzo del marco.

En la figura 2.5.7 se muestra la relación entre la rigidez inicial del muro diafragma y el muro monolítico. En los especímenes HA 3, HA 4, HA 5 y HA 6 los especímenes con muros diafragma tuvieron una rigidez inicial igual o mayor que el muro monolítico probablemente debido a que la resistencia nominal del concreto utilizado en el muro diafragma fue significativamente mayor que la resistencia del concreto del alma del muro monolítico.



Figura 2.5.5 Cociente entre la resistencia lateral del muro diafragma y la del muro monolítico

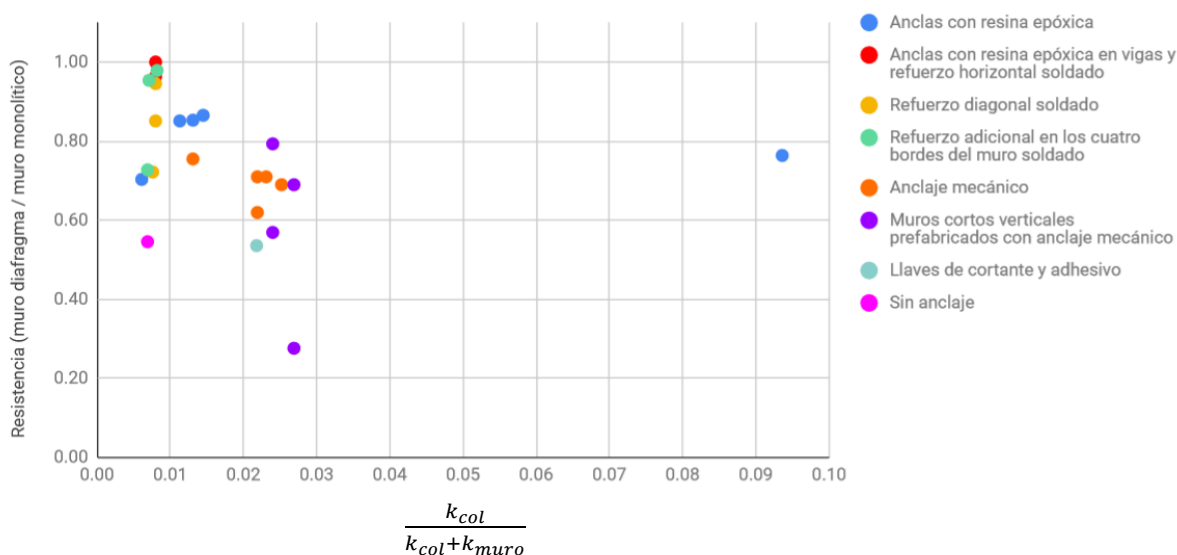


Figura 2.5.6 Cociente entre la resistencia lateral del muro diafragma y la del muro monolítico y considerando el cociente $\frac{k_{col}}{k_{col}+k_{muro}}$

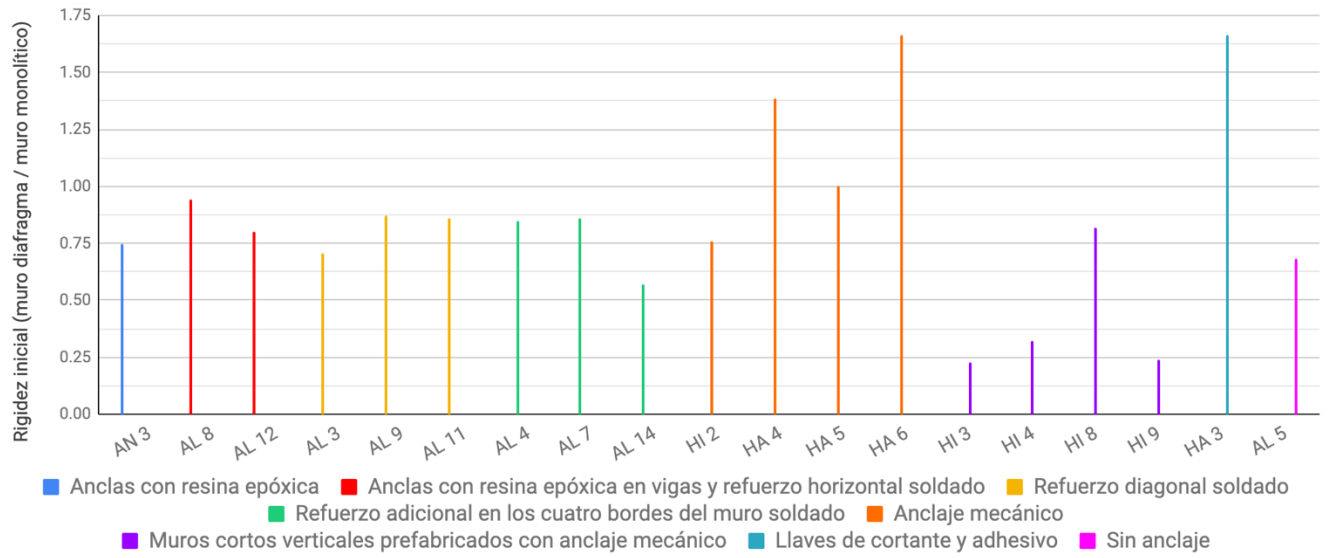


Figura 2.5.7 Rigidez inicial del muro diafragma / rigidez inicial del muro monolítico

3. MECANISMOS DE FALLA

En este capítulo se discuten los mecanismos de falla de los especímenes incluidos en la base de datos. Para cada modo de comportamiento se presenta una o varias curvas histéreticas carga-desplazamiento (o distorsión) que se consideran como características, así como una fotografía o esquema del daño al final del experimento. Estas curvas se muestran como ejemplo del tipo de comportamiento identificado en cada modo.

En muros de concreto nuevos los mecanismos de falla más comunes son por flexión, tensión diagonal, compresión diagonal y cortante por deslizamiento. El modo de falla por flexión se caracteriza por agrietamiento horizontal en la base del muro que se extiende en la altura del muro formando una articulación plástica. La extensión del agrietamiento varía en función de la relación altura-longitud del muro (más precisamente de la relación momento- fuerza cortante) y de la cuantía de refuerzo vertical. Cuando el mecanismo de falla es por tensión diagonal, el daño se caracteriza por grietas inclinadas en las dos direcciones. También se observa el aplastamiento y desconchamiento del concreto en el centro del muro. El modo de falla por compresión diagonal se caracteriza por el aplastamiento del alma del muro producto de fuerzas cortantes elevadas. En el mecanismo de falla por deslizamiento, el daño se caracteriza por un bajo agrietamiento en el muro con un aplastamiento y desprendimiento concentrados en su base. El deficiente detallado de la junta de construcción permite grandes desplazamientos en la unión entre el muro y la cimentación sin una disipación de energía considerable. Es posible encontrar la descripción de otros modos de falla en INIFED (2021).

En el caso de muros nuevos, el comportamiento depende de la relación entre su altura y su longitud (más precisamente de la relación momento-cortante). Los muros esbeltos tienen una relación entre la altura y la longitud mayor que 2 (Moehle, 2015). Tienen un comportamiento dominado por flexión actuando de manera similar a una viga en voladizo. Los muros robustos poseen una relación entre la altura y la longitud menor que 0.5 (Moehle, 2015). Los muros robustos tienen un comportamiento comúnmente dominado por corte con una rápida degradación de la resistencia y rigidez. Los muros con una relación de aspecto entre 0.5 y 2 tienen un comportamiento mixto (o por flexo-cortante).

En el diseño de muro esbeltos, es usual colocar una mayor cuantía de refuerzo vertical en los extremos del muro. De esta manera, una mayor área de acero opera con un brazo de palanca mayor mejorando la resistencia a flexión del muro. Adicionalmente, en los muros esbeltos, es necesario evaluar la necesidad de colocar un elemento de borde (también llamado elemento de refuerzo) en cada extremo del muro en su base. Estos elementos se colocan cuando las demandas por sismo y cargas gravitacionales provocan esfuerzos de compresión elevados en el extremo del muro. Con el objetivo de aumentar su ductilidad, se debe confinar adecuadamente el concreto en el extremo del elemento. Dentro de las NTC-Concreto se evalúa la necesidad de colocar un elemento de borde si la profundidad del eje neutro es mayor o igual que el valor obtenido con la Ec. 3.1. Este criterio utiliza un método basado en desplazamientos que considera la necesidad de colocar un elemento de borde cuando el desplazamiento del muro es 1.5 veces el desplazamiento inelástico de diseño. Cuando el diseño del muro no se realizó con el criterio anterior, es necesario suministrar un elemento de borde si el esfuerzo de compresión en el extremo del muro por la combinación de cargas gravitacionales y sísmicas es mayor que $0.2 f'_c$.

$$c \geq \frac{L_m}{600(1.5QR\Delta/H_m)} \quad (3.1)$$

donde:

$QR\Delta/H_m$ no debe ser menor que 0.005

c = profundidad del eje neutro asociada con el momento resistente del muro cuando el muro tiene un desplazamiento $Q\Delta$.

$QR\Delta$ desplazamiento inelástico en la parte superior del muro debido al sismo de diseño.

El elemento de borde se debe diseñar como una columna corta para resistir la carga axial producto de la flexión del debido a la combinación de cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Para muros diseñados con un factor de comportamiento $Q = 3$, la extensión del elemento de borde debe ser igual al mayor de $(c - 0.125L_m)$ y $c/2$. Para muros diseñados con un factor de comportamiento $Q = 4$, la extensión del elemento de borde debe ser igual al mayor de $(c - 0.1L_m)$ y $c/2$. En muros con patines, el elemento de refuerzo se debe extender al menos 300 mm dentro del alma del muro con el objetivo de evitar el aplastamiento local del concreto en la interfaz alma-patín.

Cuando no es necesario diseñar un elemento de borde con los criterios anteriores debido a que las demandas de compresión en el extremo del muro son menores, se coloca refuerzo transversal en el borde del muro cuando la cuantía del refuerzo longitudinal es mayor que $2.8/f_y$ (MPa). Este último requisito no es necesario cuando la fuerza cortante de diseño es menor que $0.083A_{cm}\sqrt{f_c'}$ (mm^2 y MPa). El refuerzo transversal adicional en estos muros se coloca con el objetivo de evitar el pandeo del refuerzo longitudinal debido a las cargas laterales.

En el caso de los marcos reforzados con muros diafragma, en algunos casos el comportamiento ha sido similar al comportamiento de un muro monolítico. En otros especímenes, sin embargo, se han observado otros mecanismos de falla o combinaciones de estos mecanismos de falla. Las variables más importantes que han determinado la falla de los especímenes son:

- la relación del aspecto del espécimen
- la configuración de la conexión de la unión entre el marco y el muro diafragma
- la magnitud de la carga axial en el modelo
- el detallado del refuerzo del marco original.

Al igual que en los muros nuevos, la relación de aspecto del muro o el sistema marco-muro determinará si el comportamiento es dominado por flexión o por cortante. Si se logra promover un comportamiento monolítico entre el marco original y el muro adicionado, se esperaría que su comportamiento se acercara al de un muro nuevo con dimensiones similares, es decir, un muro con elementos de borde. Para que se logre un trabajo monolítico, la conexión entre ambos elementos es determinante. La conexión debe tener suficiente resistencia para evitar una falla en la unión permitiendo que se formen otros mecanismos de falla. Adicionalmente se debe proveer suficiente rigidez en la unión para permitir que el muro trabaje adecuadamente con el marco desde demandas pequeñas de desplazamiento. En caso de que se observe un deslizamiento significativo en la unión entre el muro diafragma y la viga o la cimentación se podría provocar una falla prematura de la estructura. También se debe diseñar adecuadamente la conexión entre el muro y la columna. En cuanto al refuerzo del marco original, en caso de que el refuerzo longitudinal de las columnas haya sido diseñado con un traslape, o con un detallado no dúctil, se debe revisar que estas deficiencias no limiten el comportamiento ante cargas laterales del espécimen. A continuación, se describen los diferentes mecanismos de falla observados en los especímenes que son parte de la base de datos descrita en el capítulo 2.

3.1 Flexión (FL)

En los muros de concreto, el modo de comportamiento deseable debido a su estabilidad de resistencia y ductilidad es uno controlado por flexión. Este modo de falla implica que el refuerzo vertical del muro

alcance la fluencia del refuerzo vertical del muro formando una articulación plástica en la zona de mayor momento flexionante, usualmente en la base del muro con agrietamiento horizontal en la altura de ella. También es posible observar agrietamiento vertical y desconchamiento en los bordes del muro. En este mecanismo de falla, el espécimen resiste cargas laterales con deformaciones significativas sin que ocurra una degradación significativa de la resistencia ni de la capacidad de disipación de energía (es decir, al área contenida en los lazos histeréticos) como se observa en la figura 3.1.1. Esta figura corresponde a un marco reforzado con un muro diafragma (Canbay *et al.*, 2003). En los especímenes ensayados por Strepelias *et al.* (2014) y por Jiménez (1989), se logró modificar el mecanismo de falla del espécimen al reforzar el traslape del refuerzo longitudinal mediante el encamisado con fibras de carbono o concreto reforzado de las columnas permitiendo una falla por flexión evitando un mecanismo de falla frágil debido al traslape, respectivamente. La falla frágil de los traslapes se presenta por el agotamiento de la resistencia a la adherencia entre las barras y el concreto. Esta falla inicia mediante el agrietamiento a lo largo del traslape y se caracteriza por el deslizamiento relativo entre las barras. Una falla del traslape reduce la capacidad de resistir momento de la estructura.

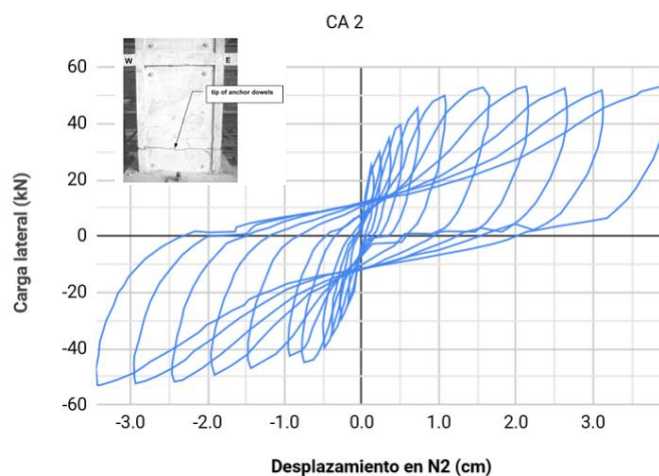


Figura 3.1.1 Curva carga lateral – desplazamiento de un espécimen con un mecanismo de falla por flexión (Canbay *et al.*, 2003)

3.2 Flexión – tensión diagonal (FL-TD)

En el caso de muros con un mecanismo de falla por flexión – tensión diagonal, el agrietamiento por flexión en la base de la columna provoca una redistribución del cortante en la sección ocasionando grietas por tensión diagonal con una inclinación de 45 grados. El agrietamiento del muro diafragma reduce la resistencia a fuerza cortante del espécimen dando lugar aproximadamente a un comportamiento controlado por cortante. En el espécimen SO 8 ensayado por Sonuvar *et al.* (2004) (figura 3.2.1), si bien se alcanzó la resistencia a flexión del espécimen con un agrietamiento por flexión en la base de las columnas, el mecanismo de falla fue por tensión diagonal con un agrietamiento diagonal que abarcó a las columnas y al muro diafragma. En la curva histerética se aprecian lazos muy estables en términos de resistencia y capacidad de disipación de energía en los ciclos hasta 0.5% de distorsión. Para mayores distorsiones, se observa una caída de la resistencia debida a la degradación por la fuerza cortante.

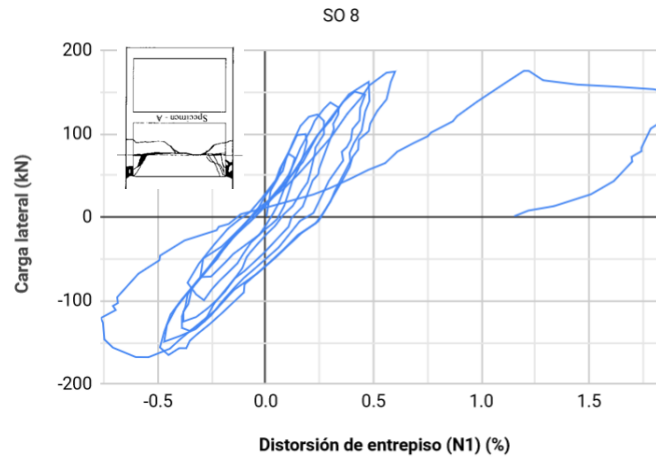


Figura 3.2.1 Curva carga lateral – distorsión de entrepiso del espécimen SO 8 que exhibió un mecanismo de falla por flexión y tensión diagonal (Sonuvar et al., 2004)

3.3 Flexión – cortante por deslizamiento (FL-DZ)

En estos especímenes se observó el agrietamiento por flexión en la base de las columnas del marco original. Posteriormente una grieta horizontal se extendió a lo largo de la sección del muro diafragma. Al aumentar la carga lateral, el espécimen falló por cortante por deslizamiento a lo largo de la grieta horizontal debido a la degradación del mecanismo de transmisión de cortante por fricción. En los especímenes de los experimentos realizados por Altin *et al.* (1992), la formación de la articulación plástica en las bases de las columnas coincidió con la grieta horizontal en la unión entre el muro diafragma y la cimentación. En los experimentos de Sonuvar *et al.* (2004) (figura 3.3.1) el plano de falla se observó en la sección del muro en donde terminaban las anclas arriba de la cimentación. En la figura 3.3.1 se observa la curva carga-distorsión de entrepiso para el espécimen SO 2 (Sonuvar *et al.*, 2004). Se aprecia un comportamiento dúctil, sin una degradación significativa de la resistencia a distorsiones hasta de 1.5% y con una capacidad de disipación de energía (referida al área dentro de los lazos histeréticos) amplia y estable. La capacidad dúctil de este modelo se explica por la fluencia del refuerzo vertical arriba de la sección de falla en el alma del muro. En la curva, para las ramas de carga y descarga lateral se parecía un pequeño corrimiento, posiblemente por el deslizamiento (véase la grieta horizontal en el patrón de daño de la figura 3.3.1).

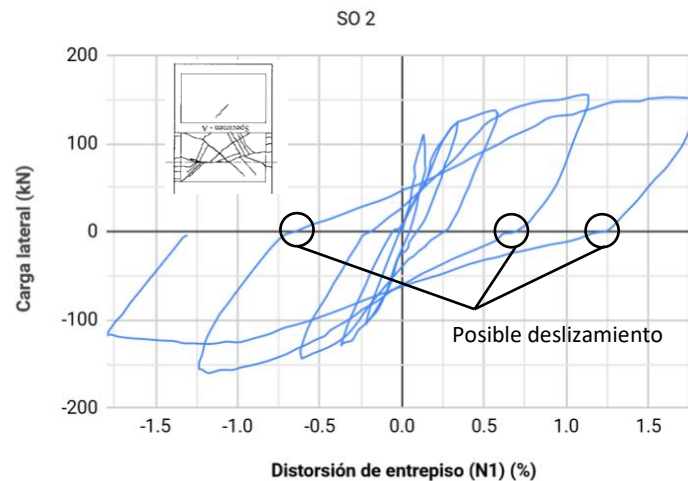


Figura 3.3.1 Curva carga lateral – distorsión de entrepiso del espécimen SO 2 con un mecanismo de falla por flexión y deslizamiento (Sonuvar et al., 2004)

3.4 Flexión – unión (FL-U)

En dos especímenes de los ensayos de Aoyama *et al.* (1984), el mecanismo de falla fue por flexión con extracción de las anclas en la unión del muro diafragma con la cimentación. En el espécimen AO 4 se utilizó resina epóxi para la colocación de las anclas con una profundidad efectiva $h_{ef} = 8 d_b$ en el marco original (d_b es el diámetro de la barra anclada). En el espécimen AO 5 (figura 3.4.1) la unión se realizó a partir de conectores expansivos con una profundidad efectiva $h_{ef} = 7.5 d_b$. En ambos casos la profundidad efectiva cumple con los requisitos mínimos establecidos en las recomendaciones de diseño de la Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Existentes de Concreto Reforzado elaborada por la Asociación Japonesa para la Prevención de Desastres en Edificios (JBDPA, 2001). El espécimen AO 4 tuvo una resistencia mayor que el espécimen AO 5 con conectores expansivos, aunque no se observó una diferencia significativa en las curvas de histéresis de ambos especímenes. Una lección aprendida de estos ensayos es que se debe evitar la falla por extracción de las anclas para permitir que el refuerzo vertical del muro alcance su esfuerzo de fluencia y con ello promover un mecanismo de falla dúctil controlado por la flexión del sistema marco-muro.

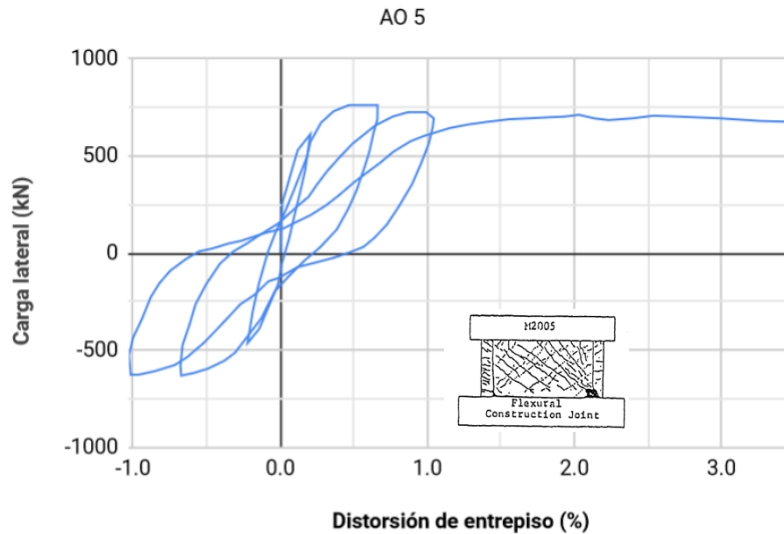


Figura 3.4.1 Curva carga lateral – distorsión de entrepiso del espécimen AO 5 con un mecanismo de falla por flexión y falla por extracción de las anclas (Aoyama et al., 1984)

3.5 Falla del traslape (TR)

En el espécimen GA 3 (figura 3.5.1), el traslape del refuerzo longitudinal de la columna falló provocando una falla del tipo frágil. Como se observa en la gráfica, a una distorsión de 0.5% se inicia una rápida degradación de la resistencia lateral y de la rigidez del espécimen. Este modo de falla limitó la resistencia y ductilidad del marco reforzado. Como se ha observado en la literatura, en caso de que el marco original posea traslapes de longitud insuficiente para desarrollar los esfuerzos de fluencia de las barras de acero de refuerzo, es necesario realizar un reforzamiento local para evitar, o al menos retrasar, la ocurrencia de este mecanismo de falla. En el experimento realizado por Jiménez (1989) se evitó este mecanismo de falla mediante el encamisado con concreto reforzado de las columnas. También se han utilizado otros métodos para reforzar satisfactoriamente el traslape. En los experimentos realizados por Sonuvar *et al.* (2004) se reforzó la zona del traslape con un encamisado con placas metálicas o con la adición de un elemento de borde en ambos extremos del muro diafragma. En otros experimentos realizados por Strepelias *et al.* (2014) y Chrysostomou *et al.* (2012) una vez colados los muros diafragma, el traslape de las columnas adyacentes se rehabilitó mediante un encamisado a tres caras (incluyendo parte del muro diafragma) con fibras de carbono.

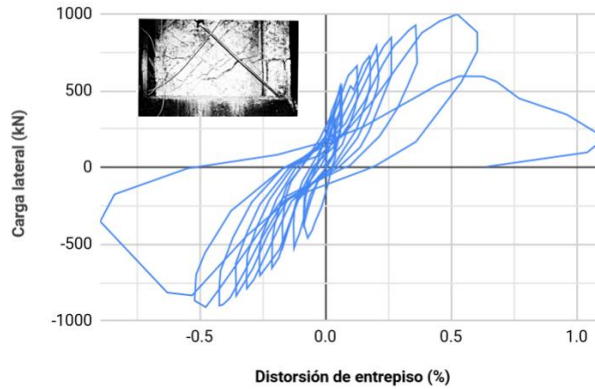


Figura 3.5.1 Curva carga lateral – distorsión de entrepiso del espécimen GA 3 con una falla del traslape (Gaynor et al., 1988)

3.6 Falla del traslape y por cortante por deslizamiento (TR-DZ)

Otro modo de comportamiento observado en los especímenes a base de marcos con adición de muros fue el asociado a la falla del traslape del refuerzo longitudinal de la columna provocando un plano de falla horizontal en el muro diafragma (figura 3.6.1). Este modo de falla provocó una degradación significativa de la resistencia una vez que se alcanzó la resistencia del espécimen a una distorsión muy pequeña, del orden de 0.3%. Para evitar este mecanismo de falla es necesario revisar la resistencia a cortante por deslizamiento en:

- la unión con la cimentación
- un plano horizontal a la altura del traslape
- cualquier otra sección con la menor área o cambios en el refuerzo transversal.

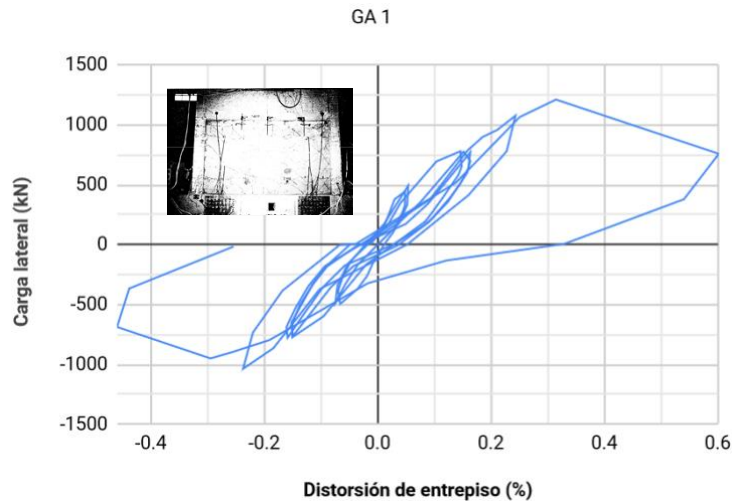


Figura 3.6.1 Curva carga lateral – distorsión de entrepiso del espécimen GA 1 con una falla del tipo traslape y deslizamiento (Gaynor, 2004)

3.7 Compresión diagonal (CD)

Este mecanismo de falla ocurre en muros que se diseñaron con una cuantía de refuerzo transversal suficiente para evitar una falla por tensión diagonal pero los esfuerzos por cortante en la sección

transversal del muro son altos provocando el aplastamiento del concreto (figura 3.7.1). En especímenes con este modo de falla es común observar grietas diagonales y aplastamiento en el muro diafragma. Es importante evitar este tipo de falla limitando los esfuerzos por cortante ya que es una falla de tipo frágil caracterizada por una caída rápida de la capacidad resistente, pérdida de la rigidez y poca capacidad de disipación de energía. Como se puede observar en la figura 3.7.1, una vez que se alcanzó la resistencia del muro ocurrió una rápida degradación de la capacidad resistente del espécimen. Los lazos histeréticos son muy angostos, con baja capacidad de disipación de energía producto del aplastamiento del concreto. Este aplastamiento dejó un hueco en el muro, exponiendo el acero vertical y horizontal. El acero vertical fue obligado a trabajar mediante acción de dovela. Esta falla se observó en marcos reforzados con muros diafragma completos (DC), muros patín (MP) y segmento de muro aislado al centro de la crujía (AC).

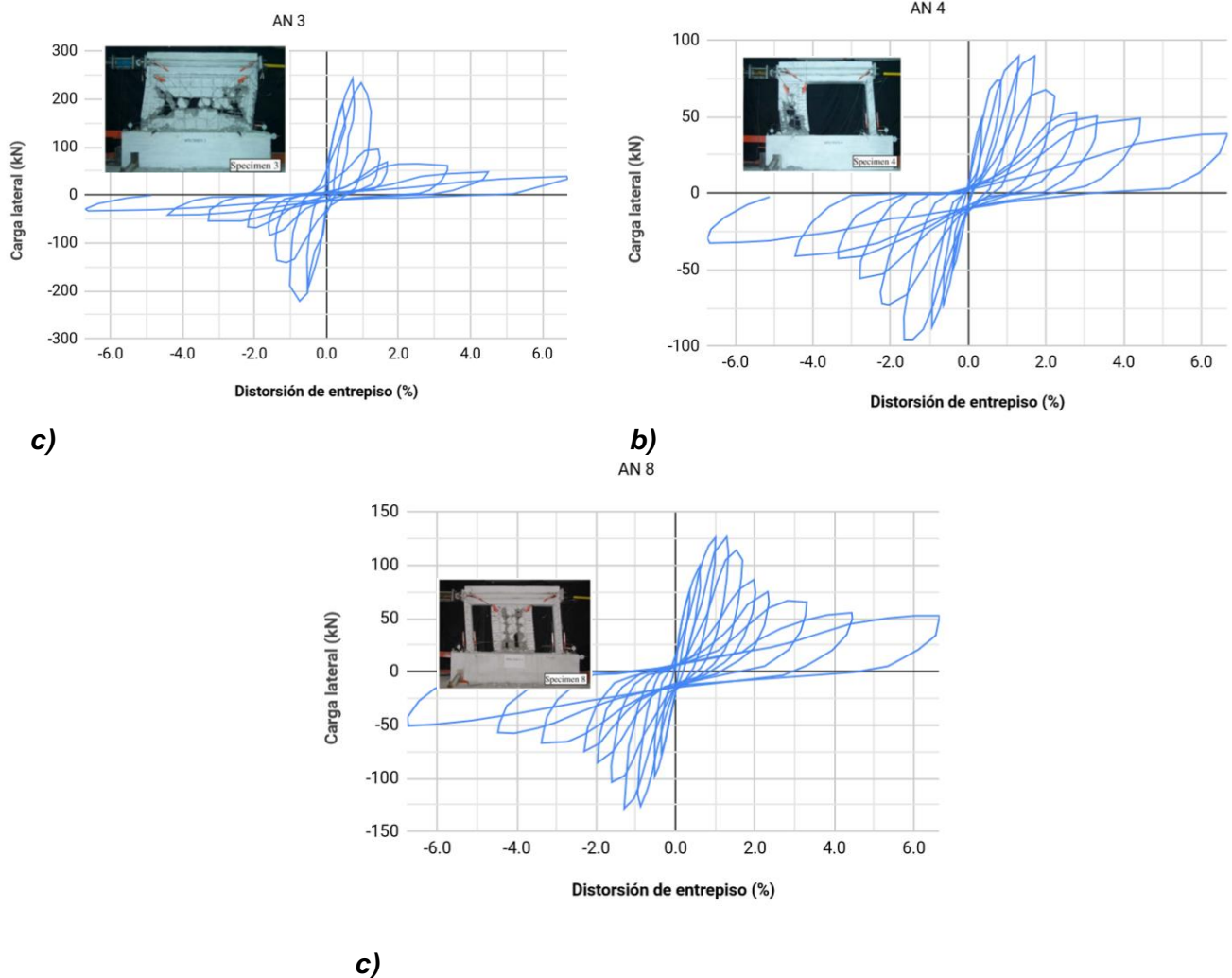


Figura 3.7.1 Curva carga lateral – distorsión de entrepiso de los especímenes con una falla por compresión diagonal en el muro o segmento de muro: a) espécimen AN 3, b) espécimen AN 4 y c) espécimen AN 8 (Anil y Altin, 2007)

3.8 Compresión diagonal en muro y falla por columna corta (CD-CC)

Este modo de comportamiento, como el del espécimen AN 9 (figura 3.8.1) se explica por el aplastamiento de los segmentos de muro adyacentes a la abertura y la falla de las columnas por cortante (columna corta). Su comportamiento histerético es similar al descrito anteriormente en la sección 3.7.

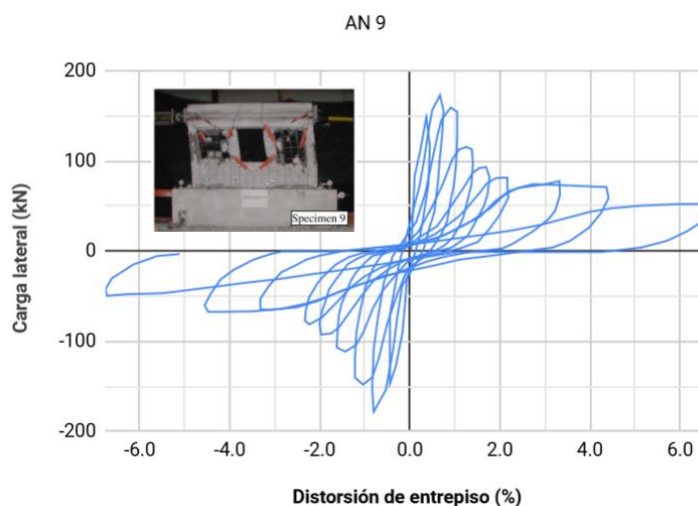


Figura 3.8.1 Curva carga lateral – distorsión de entrepiso del espécimen AN 9 con un mecanismo de falla por compresión diagonal y columna corta (Anil y Altin, 2007)

3.9 Tensión diagonal en columnas (TD-C)

En los experimentos realizado por Teymur *et al.* (2014) (figura 3.9.1) el mecanismo de falla fue por tensión diagonal en las columnas. Este modo de falla se caracteriza por un agrietamiento inclinado en la base o la parte superior de las columnas sin que necesariamente se observe un agrietamiento por flexión. Como se puede notar en la figura 3.9.1.b, el daño se concentra en las columnas, mientras que el muro exhibió un agrietamiento escaso y de pequeño tamaño. Este modo de falla pone de manifiesto la necesidad de revisar el marco existente de modo que no experimente daños no deseables debido a la interacción con el muro.

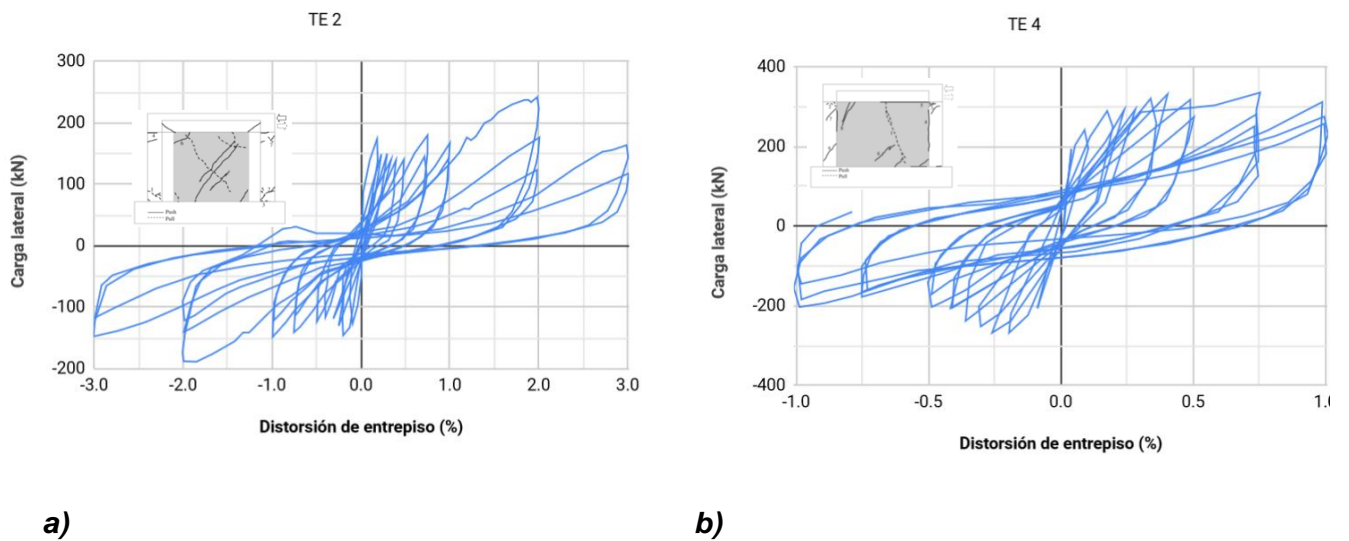


Figura 3.9.1 Curva carga lateral – distorsión de entrepiso de los especímenes con falla por tensión diagonal en columnas: a) espécimen TE 2 y b) espécimen TE 4 (Teymur et al. 2014)

3.10 Tensión diagonal (TD)

En este mecanismo de falla la mayor parte del refuerzo que resiste el cortante alcanza su esfuerzo de fluencia provocando un agrietamiento inclinado de gran espesor sin que se observe un agrietamiento por flexión significativo (figura 3.10.1). Este modo de falla se observó en especímenes con muros diafragma con aberturas en forma de ventana. En los especímenes de los experimentos de Aoyama et al. (AO 10, AO 11 y AO 12) y Gaynor (GA 3) el mecanismo de falla fue por tensión diagonal con un plano de falla inclinado abarcando el muro diafragma y la columna adyacente. En la curva de histéresis se aprecia una caída de la resistencia en ciclos a misma distorsión de 0.75%, y un estrangulamiento de los lazos histéreticos, característicos de fallas controladas por la tensión diagonal.

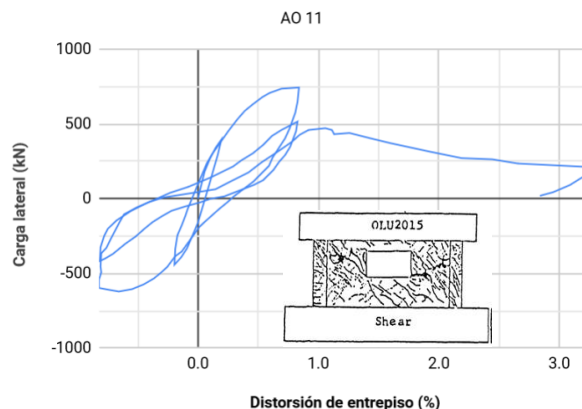


Figura 3.10.1 Curva carga lateral – distorsión de entrepiso del espécimen AO 11 con un mecanismo de falla por tensión diagonal (Aoyama et al., 1984)

3.11 Deslizamiento en la unión (DZ-U)

Este mecanismo de falla ocurre cuando no se logra un comportamiento monolítico entre el marco y el muro diafragma (figura 3.11.1). Al tener una unión deficiente se produce un deslizamiento considerable entre el muro diafragma y la cimentación o la viga superior. En algunos casos, el deslizamiento excesivo produce una falla por corte a lo largo de la unión. El deslizamiento en la unión puede provocar la falla del marco. Se han observado dos casos en cuanto al daño observado en el muro diafragma. En el primero se observó un agrietamiento diagonal significativo en el muro diafragma. En el segundo caso, el daño registrado en el muro diafragma fue mínimo o nulo provocando una falla prematura del marco. Es importante evitar este tipo de falla mediante un cuidadoso estudio y diseño de un mecanismo de transferencia de fuerzas entre el muro diafragma y el marco original que nos aseguren un comportamiento monolítico. Como se aprecia en la curva histerética de la figura 3.11.1 (Papatheocharis *et al.*, 2019), una vez que se alcanzó la resistencia se produjo una rápida degradación de la capacidad resistente, así como un deterioro acelerado de la rigidez. A distorsiones mayores que 1%, la rigidez fue prácticamente nula, característica de fallas por deslizamiento. La resistencia residual es del orden de un tercio de la máxima capacidad resistente.

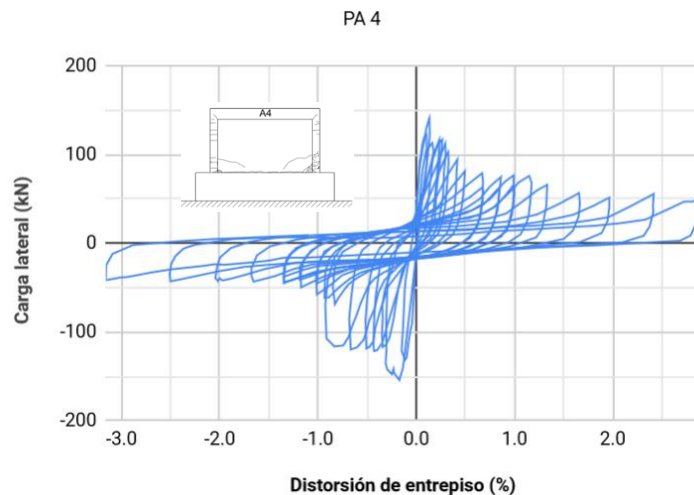


Figura 3.11.1 Curva carga lateral – distorsión de entrepiso del espécimen PA 4 con un mecanismo de falla deslizamiento en la unión (Papatheocharis *et al.*, 2019)

3.12 Deslizamiento (DZ)

A diferencia del modo de falla flexión – cortante por deslizamiento, en este caso no se alcanza a desarrollar la resistencia a flexión del espécimen. El deslizamiento entre el muro diafragma y la cimentación provocan grandes deformaciones sin una disipación de energía significativa (es decir, con lazos histeréticos con una reducida área incluida). En este mecanismo de falla se presenta un plano de falla horizontal en la base del muro en la unión con la cimentación con aplastamiento y desprendimiento del concreto (figura 3.12.1). Este modo de falla indica un diseño deficiente de la conexión entre la cimentación y el muro diafragma.

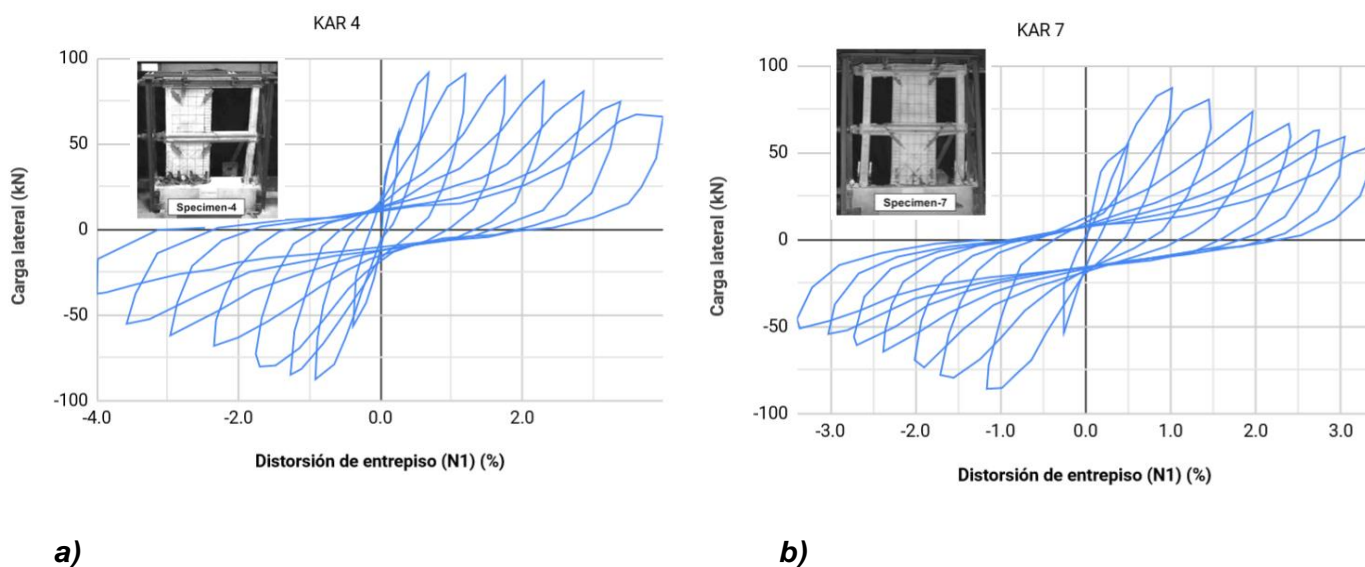


Figura 3.12.1 Curva carga lateral – distorsión de entrepiso de los especímenes con mecanismo de falla por deslizamiento en la base del muro: a) espécimen KAR 4 y b) espécimen KAR 7 (Kara y Altin, 2006)

3.13 Capacidad de deformación de los mecanismos de falla

En la tabla 3.13.1 se resumen los valores de distorsión de entrepiso del primer nivel extraídos de la curva envolvente de un espécimen característico para cada mecanismo de falla. Estos valores únicamente son indicativos, por lo tanto, no se podrían generalizar para todos los especímenes con el mismo mecanismo de falla. En la figura 3.13.1 se dibujaron los puntos extraídos. No se incluyeron los especímenes con mecanismo de falla por flexión (modo de falla FL) debido a que no se incluyó en los artículos la distorsión de entrepiso del primer nivel de estos especímenes.

Los modos de falla en donde dominaron los efectos de flexión fueron significativamente más dúctiles (con excepción del mecanismo de falla FL-U, que alcanzó una distorsión de 0.66%). En estos casos, la distorsión a la resistencia $\Delta_{m\acute{a}x}$ fue entre 1.13 y 1.21%.

Los mecanismos de falla más frágiles fueron los asociados con la falla del traslape (mecanismos de falla TR y TR-DZ) y con el deslizamiento en la unión (mecanismo DZ-U). Para los modos de falla TR y TR-DZ, las distorsiones a la resistencia fueron de 0.52 y 0.31%, respectivamente. En el espécimen con mecanismo de falla por deslizamiento en la unión la resistencia se alcanzó con una distorsión de 0.14%.

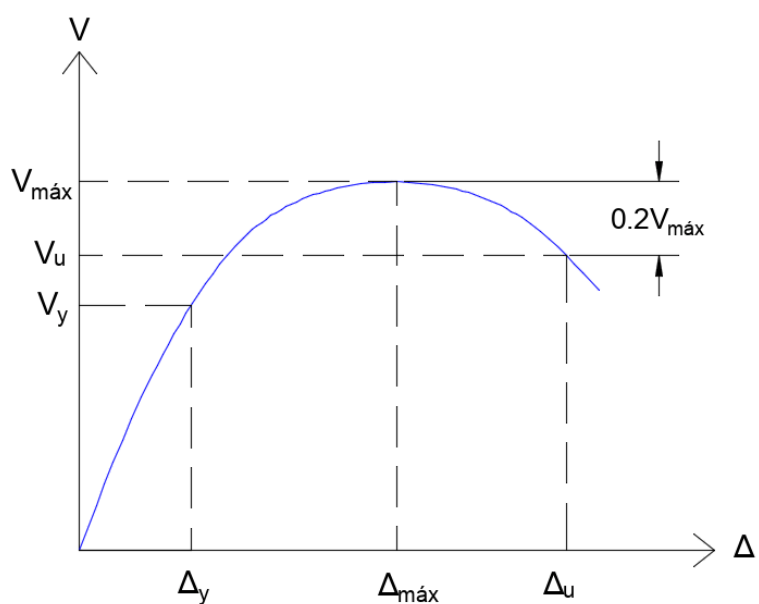


Figura 3.13.1 Valores extraídos de la curva envolvente

Tabla 3.13.1 Distorsión de entrepiso a la resistencia y caída de la resistencia para cada mecanismo de falla (valores indicativos)

Espécimen	Mecanismo de falla	Δ_y (%)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (%)	Δ_u (%)	$\mu = \Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_y$
SO 8	FL-TD	0.60	1.21	-	2.0
SO 2	FL-DZ	0.13	1.13	-	8.7
AO 5	FL-U	-	0.43	-	-
GA 3	TR	-	0.52	-	-
GA 1	TR-DZ	-	0.31	0.47	-
AN 3	CD	-	0.75	1.09	-
TE 4	TD-C	0.42	0.75	-	1.8
AO 11	TD	-	0.84	-	-
PA 4	DZ-U	-	0.14	0.30	-
KAR 4	DZ	-	0.66	3.46	-

4. RESISTENCIA

Uno de los objetivos de este trabajo es proponer métodos de diseño para calcular la resistencia de estructuras rehabilitadas mediante la adición de muros. En esta sección se presentan los métodos considerados, los cálculos de la resistencia, según el modo de falla, así como su comparación con los resultados experimentales. Se consideraron dos métodos. El primer método corresponde a los requisitos de diseño de las NTC-Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. El segundo método fue la Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Existentes de Concreto Reforzado, elaborada por la Asociación Japonesa para la Prevención de Desastres en Edificios (The Japan Building Disaster Prevention Association, JBDPA por sus siglas en inglés). En los cálculos de resistencia se utilizaron los valores de resistencia a la compresión axial medida del concreto y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo reportados por los autores. En algunos casos, el esfuerzo de fluencia incluido en los artículos o informes fue el medido; en otros casos, se presentó únicamente el valor nominal. Aunque no se contó con una gran cantidad de especímenes para cada mecanismo de falla, se presentan los valores de media y coeficiente de variación del cociente de la resistencia experimental y la resistencia calculada.

4.1 Flexión

Para el cálculo de la resistencia a flexión del marco reforzado con un muro se supuso que el comportamiento del marco-muro es similar al comportamiento a flexión de un muro de concreto con elementos de borde. Esto implica suponer que la sección transversal del sistema marco-muro permanece plana una vez que se aplican las cargas laterales, provocando una variación lineal de las deformaciones unitarias en la sección. En el caso de marcos rehabilitados mediante la adición de muros, en los ensayos de laboratorio (Moretti *et al.*, 2014 y Jiménez, 1989) se ha observado que no siempre se tiene una distribución lineal de las deformaciones unitarias en la sección del espécimen. Esto puede aumentar la incertidumbre de los cálculos de la resistencia a flexión. En los experimentos de Moretti *et al.* (2014) el espécimen con una distribución de deformaciones unitarias más cercano a una distribución lineal fue el espécimen PA 7 con encamisado con concreto reforzado de las columnas. Por lo tanto, el encamisado de las columnas aparentemente mejoró el comportamiento monolítico de la sección marco-muro, lo que se tradujo en una distribución más próxima a la lineal de las deformaciones unitarias.

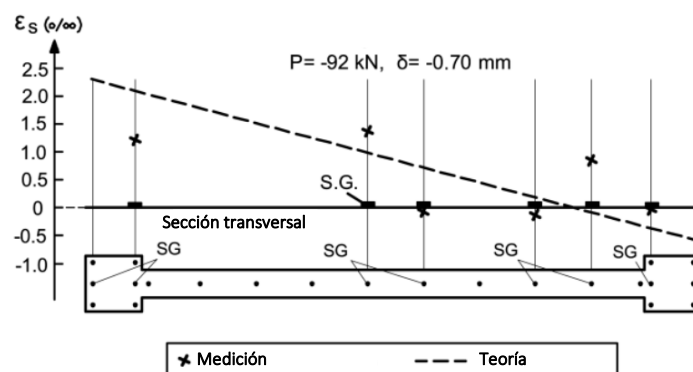


Figura 4.1.1 Deformaciones unitarias medidas y calculadas en la sección transversal del espécimen MO 1 (Moretti *et al.*, 2014)

Para calcular la resistencia de los especímenes se consideró el momento flexionante en la base del muro sin considerar la aportación de las anclas en la unión con la cimentación. En los especímenes de las

pruebas realizadas por Sonuvar *et al.* (2004) (especímenes SO 2 y SO 4) la sección crítica observada en los especímenes no fue en la base del muro sino en un plano horizontal a la altura del término de las anclas en la unión con la cimentación. En estos especímenes se consideró el momento en esta última sección del muro. En los especímenes AL 3, AL 9 y AL 11, ensayados por Altin *et al.* (1992), se colocó refuerzo diagonal adicional al refuerzo vertical y horizontal del muro diafragma. En los especímenes AL 4, AL 7 y AL 14 se suministró una mayor cuantía de refuerzo en los cuatro bordes del muro diafragma. En ambos casos (muros con refuerzo diagonal adicional y muros con una mayor cuantía de refuerzo en los cuatro bordes) no se incluyó con detalle el arreglo del refuerzo del muro diafragma. Por lo tanto, para el cálculo de la resistencia a flexión en ambos casos se utilizó la cuantía vertical de refuerzo presentado en el artículo.

Se revisó el mecanismo de falla por flexión en especímenes que fallaron únicamente por flexión (falla del tipo FL) y especímenes cuyo mecanismo de falla fue por una combinación de cortante y flexión (falla del tipo FL-DZ). También se incluyeron los especímenes AO 4 y AO 5 que fallaron por flexión y extracción de las anclas en la unión (falla del tipo FL-U) con el marco original.

4.1.1 Flexión (NTC-Concreto)

En las NTC-Concreto se establecen las siguientes hipótesis de comportamiento para el cálculo de la resistencia a flexión y flexocompresión en la sección 3.5:

- a) La distribución de deformaciones unitarias es lineal a lo largo de la sección del muro;
- b) La deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia del muro es 0.003; y
- e) Cuando se alcanza la resistencia del muro, la distribución de esfuerzos del concreto es uniforme con un valor f_c'' igual a $0.85f_c'$ con una profundidad de $\beta_1 c$.

donde:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f_c' \leq 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{140} \geq 0.65 \quad \text{si } f_c' > 28 \text{ MPa}$$

y c es la profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión.

Para el cálculo de la resistencia de los especímenes estudiados en este trabajo se utilizó la resistencia medida a la compresión del concreto. Para el esfuerzo de fluencia del acero se utilizó el valor medido o el valor nominal de acuerdo con la información presentada en el artículo. Para el cálculo de la resistencia de los especímenes fue necesario considerar el efecto de la carga axial en las columnas del marco original. En la distribución de los esfuerzos en la sección transversal del espécimen se consideró que la carga axial únicamente actuó sobre las columnas. Si bien en la mayoría de los especímenes ensayados bajo carga axial en las columnas, ésta se aplicó después de que se reforzó con el muro diafragma, en los edificios existentes las cargas gravitacionales únicamente actúan sobre el marco original y solamente una fracción de la carga viva será resistida por el nuevo muro. La sección transversal del sistema marco-muro debe considerar las deformaciones de las columnas debido a esta

carga axial. Aunque la sección transversal del espécimen se supone plana una vez que se aplican cargas laterales, la distribución de esfuerzos tiene una discontinuidad en la zona del muro diafragma debido a la acción de la carga axial sobre las columnas, como se ilustra en la figura 4.1.2. La deformación de las columnas debido a la carga axial se calculó a partir del módulo de elasticidad del acero y del concreto.

Cuando no se aplicó carga axial en las columnas, el análisis de las deformaciones unitarias en la sección fue igual que un muro con elementos de borde nuevo. No se consideró el aumento de resistencia del acero de refuerzo longitudinal debido al endurecimiento por deformación ya que no se dispuso de suficiente información sobre la curva esfuerzo – deformación unitaria del acero de refuerzo empleado. Por lo tanto, el valor de esfuerzo máximo empleado en el cálculo de la resistencia del muro fue el esfuerzo especificado o medido de fluencia, según haya sido el caso.

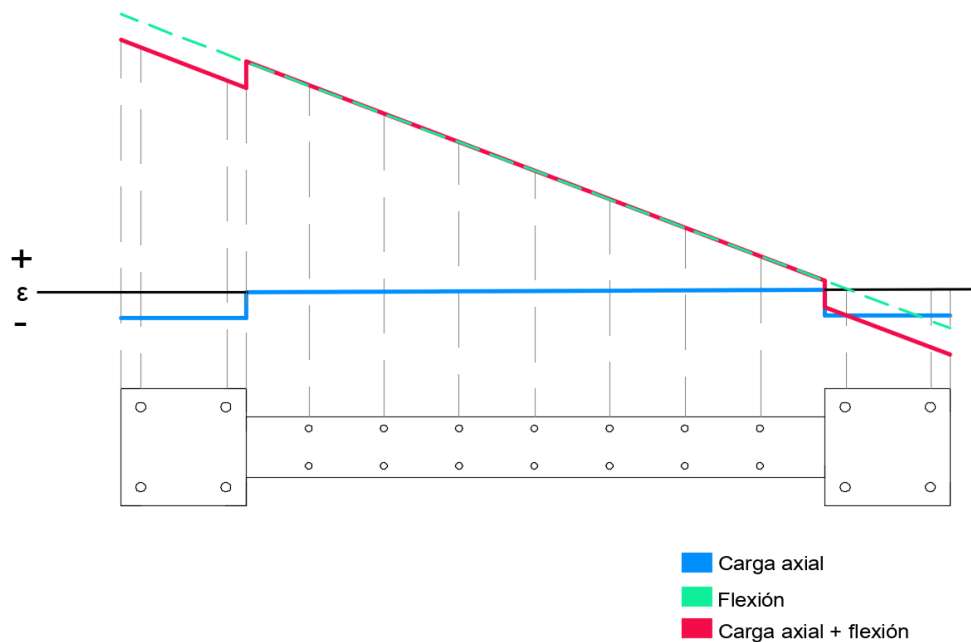


Figura 4.1.2 Distribución de las deformaciones unitarias en la sección transversal del marco reforzado con un muro nuevo de concreto bajo el efecto de las cargas gravitacionales y las cargas laterales

4.1.2 Flexión (Guía japonesa)

La metodología japonesa permite calcular la resistencia a flexión con una fórmula sencilla (ec. 4.1) originalmente empleada para muros nuevos con elementos de borde. A diferencia de la metodología de las NTC-Concreto, no se realiza un análisis detallado de las deformaciones unitarias de la sección, aunque permite de manera mucho más rápida obtener el valor nominal de resistencia. Esta ecuación no incluye el efecto que podría tener la resistencia del concreto en la resistencia nominal a flexión del espécimen y tampoco considera el efecto que el endurecimiento del acero de refuerzo longitudinal tendría en la resistencia a flexión del espécimen.

$$M_{Wu} = a_t \cdot \sigma_{sy} \cdot l_w + 0.5 \sum (a_{wy} \cdot \sigma_{wy}) \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w \quad (N \cdot mm) \quad (4.1)$$

donde:

M_{Wu} = resistencia nominal a flexión del espécimen, $N \cdot mm$

a_t = área total del refuerzo longitudinal de una columna, mm^2

a_{wy} = área total del acero de refuerzo vertical del muro diafragma, mm^2

σ_{sy} = esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de las columnas, N/mm^2

σ_{wy} = esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo vertical del muro, N/mm^2 . Cuando se contó con la información, se utilizó el esfuerzo medido de fluencia

l_W = distancia a ejes entre columnas, mm

N = carga axial total en las columnas, N .

En la tabla 4.1.1 se resumen los resultados obtenidos con ambos métodos. Se puede observar que en ambos casos se obtuvieron resultados similares. Los resultados se expresan en términos de la fuerza lateral máxima aplicada en los experimentos, V_{exp} , y la fuerza lateral calculada para la resistencia, V_{calc} . Sobresale que la relación V_{exp}/V_{calc} es menor que 1.0. Esto indica que las hipótesis supuestas no son del todo aplicables para este caso. En especial, la idea de comportamiento monolítico es cuestionable ya que es posible que no se logre deformar el acero de refuerzo por la falta de comportamiento monolítico. En los especímenes AO 4 y AO 5 la falla de la unión limitó la resistencia del espécimen. El espécimen AO 4 con anclas con resina epoxi tuvo una resistencia mayor, aunque el cociente V_{exp}/V_{calc} sigue siendo menor que 1.0.

En los especímenes ensayados con Altin *et al.* (1992) con refuerzo diagonal adicional (especímenes AL 3, AL 9 y AL 11), la resistencia medida fue menor que la resistencia calculada en los tres especímenes con una media de la relación V_{exp}/V_{calc} de 0.87. En estos especímenes el refuerzo diagonal se soldó al refuerzo del marco original. El tipo de conexión, así como la incertidumbre del refuerzo del muro son las posibles causas que impidieron calcular con mayor exactitud la resistencia de los especímenes. De manera similar, en los especímenes con una mayor cuantía de refuerzo en los cuatro bordes del muro (especímenes AL 4, AL 7 y AL 14), la resistencia calculada fue menor a la resistencia medida en todos los casos con una media de la relación V_{exp}/V_{calc} de 0.82.

En el espécimen SO 4 la resistencia fue 1.15 veces la resistencia calculada. El encamisado con placas de acero del traslape del refuerzo longitudinal de las columnas aparentemente favoreció su comportamiento a flexión. En los especímenes ST 1 y ST 3 se calculó adecuadamente la resistencia de los especímenes. En estos ensayos, el muro diafragma se diseñó con el mismo espesor que el marco original dando como resultado una sección rectangular del sistema marco-muro. Adicionalmente se encamisó el traslape del refuerzo longitudinal de las columnas con fibras de carbono. En el espécimen JI 1 reforzado con un muro excéntrico se subestimó significativamente su resistencia con una relación V_{exp}/V_{calc} de 1.42. En este modelo, el marco original se diseñó con un traslape del refuerzo longitudinal. Adicionalmente a la adición del muro excéntrico, las columnas se encamisaron con concreto reforzado, favoreciendo un comportamiento monolítico entre el muro y el marco y evitando una falla del espécimen debido a la falla del traslape. De acuerdo con lo observado, la resistencia a flexión depende de la configuración de la unión, el detallado del refuerzo del muro diafragma y el tipo de reforzamiento del traslape del refuerzo longitudinal. La media de los especímenes con una falla del tipo FL-DZ es de 0.92 con ambos métodos (tabla 4.1.2). Aunque este valor no es conservador, ser podría corregir la incertidumbre de los cálculos con el uso de un factor de reducción. La media de los especímenes con mecanismo de falla FL es de 1.08 con las NTC-Concreto y 1.13 con la Guía japonesa indicando que los cálculos se encuentran del lado de la seguridad.

A partir de los resultados obtenidos en la tabla 4.1.1 se recomienda obtener la resistencia a flexión de los especímenes sin encamisado de las columnas utilizando un factor de 0.8 (V_n , muros adicionados = $0.8V_n$). Cuando las columnas del marco original se encamisán con concreto reforzado o cuando se

refuerza localmente la zona del traslape con fibras de carbono o placas de acero no es necesario hacer una reducción de la resistencia a flexión calculada (V_n , muros adicionados = V_n).

Tabla 4.1.1 Resistencia a flexión de especímenes en la base de datos

Especímen	Clasificación ¹	Detalle	Mecanismo de falla	V_{exp} (kN)	NTC		Guía japonesa	
					V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}
AO 4	DC	Anclas con resina epoxi	FL-U	853.5	1028.6	0.83	1010.0	0.84
AO 5		Conectores expansivos		755.4	1028.6	0.73	1010.0	0.75
AL 3	DC	Se colocó refuerzo diagonal adicional al refuerzo vertical y horizontal del muro	FL-DZ	116.5	137.6	0.85	138.3	0.84
AL 9				195.7	235.3	0.83	233.7	0.84
AL 11				254.4	274.8	0.93	274.8	0.93
AL 4	DC	Se colocó una mayor cuantía de refuerzo vertical y horizontal en los cuatro bordes del muro diafragma	FL-DZ	117.4	152.3	0.77	159.9	0.73
AL 7				225.1	256.6	0.88	255.5	0.88
AL 14				256.6	295.6	0.87	297.5	0.86
AL 5	DC	Sin anclaje	FL-DZ	88.1	76.4	1.15	74.2	1.19
AL 8	DC	-	FL-DZ	230.0	247.3	0.93	246.8	0.93
AL 12				259.3	289.9	0.89	290.2	0.89
SO 2				152.3	169.6	0.90	173.4	0.88
SO 4	DC	Encamisado del traslape con placas de acero	FL-DZ	199.2	175.9	1.13	173.4	1.15
ST 1	DC	Encamisado del traslape con fibras de carbono	FL	244.0	1775.4	0.93	1763.3	0.94
ST 3				207.0	1409.7	0.99	1362.1	1.03
JI 1	ME	Se encamisaron con concreto reforzado las columnas	FL	1823.7	1389.5	1.31	1288.3	1.42

¹DC: marco reforzado con un muro diafragma completo. ME: marco reforzado con un muro excéntrico.

Tabla 4.1.2 Media y coeficiente de variación del cociente V_{exp}/V_{calc} de los especímenes con mecanismo de falla FL-U, FL-DZ y FL

Parámetro	FL-U		FL-DZ		FL	
	NTC	Guía Japonesa	NTC	Guía Japonesa	NTC	Guía Japonesa
Media	0.78	0.80	0.92	0.92	1.08	1.13
CV	0.06	0.06	0.12	0.14	0.15	0.18

4.1.3 Resistencia a flexión de especímenes con traslape del refuerzo vertical en las columnas

En los especímenes con traslape del refuerzo longitudinal en las columnas que no se reforzó localmente se calculó el esfuerzo máximo del refuerzo longitudinal en el traslape de acuerdo con la ec. 4.2 del documento ACI 369 (2017). De acuerdo con las especificaciones del ACI 369, una vez que el acero de refuerzo del traslape alcanza un esfuerzo máximo, el comportamiento es controlado por la insuficiente longitud del traslape. Al igual que en el cálculo de la resistencia a flexión de los especímenes anteriores, se supuso que la sección transversal del sistema marco-muro permanece plana una vez que se aplican las cargas laterales provocando una variación lineal de las deformaciones unitarias en la sección. Se obtuvo la resistencia del espécimen $V_{fs,calc}$ considerando el esfuerzo en las barras traslapadas con un esfuerzo máximo f_s calculado con la ec. 4.2 (tabla 4.1.3). Adicionalmente se obtuvo la resistencia a flexión del espécimen $V_{fy,calc}$ sin considerar el efecto del traslape, suponiendo que éste tiene una

longitud suficiente para desarrollar f_y en las barras de acuerdo con los criterios establecidos en las NTC-Concreto descritos anteriormente.

$$f_s = 1.25 \left(\frac{l_b}{l_d} \right)^{2/3} f_{yL} \leq f_{yL/E} \quad (4.2)$$

donde:

f_{yL} = límite inferior del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$f_{yL/E}$ = límite inferior del esfuerzo de fluencia o el esfuerzo de fluencia esperado del acero de refuerzo en elementos controlados por carga o elementos controlados por deformación, respectivamente

l_b = longitud del traslape

l_d = longitud de desarrollo calculada a partir de las especificaciones del ACI 318.

La longitud de desarrollo se calculó con la ec. 4.3 para el caso de acero de refuerzo con diámetro menor o igual a las barras del no. 6, con espaciamiento entre barras de al menos $2d_b$ y recubrimiento de al menos $1d_b$. La ecuación 4.3 se encuentra en la tabla 25.4.2.3 del ACI 318-19. Se utilizó esta ecuación en lugar de la ecuación de las NTC-Concreto porque es más exacta y está basada en una base de datos más grande.

$$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{6.6 \lambda \sqrt{f_c'}} \right) d_b \quad (4.3)$$

donde:

f_y = esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo longitudinal, kg/cm^2

Ψ_t = factor que considera la posición del colado. Se utilizó un factor $\Psi_t = 1$

Ψ_e = factor que considera el revestimiento del acero de refuerzo. Se utilizó un factor $\Psi_e = 1$

Ψ_g = factor que considera el grado del acero de refuerzo. $\Psi_g = 1$ para acero Grado 40 y Grado 60 (psi), $\Psi_g = 1.15$ para acero grado 80 (psi) y 1.3 para acero grado 100

λ = factor que considera la reducción de las propiedades mecánicas del concreto ligero. Se utilizó un factor $\lambda = 1$

f_c' = resistencia especificada a la compresión del concreto, kg/cm^2

d_b = diámetro nominal de la barra de acero de refuerzo.

Cuando se reforzó localmente el traslape de las columnas mediante mayor confinamiento de la zona del traslape a partir de un encamisado, ya sea con fibras de carbono, concreto reforzado o placas metálicas, no se consideró el efecto negativo del traslape. Para estos casos se supuso que el refuerzo longitudinal podría alcanzar su esfuerzo de fluencia. En los especímenes SO 8 y SO 10, aunque se reforzó localmente el traslape a partir de la colocación de elementos de borde en el muro diafragma, sí se consideró el efecto del traslape mediante la ec. 4.2. En la tabla 4.13 se resumen los resultados obtenidos en los cuatro especímenes con traslape del refuerzo longitudinal estudiados. Se puede observar que en los cuatro especímenes la longitud del traslape l_b fue menor que la longitud de desarrollo l_d .

Particularmente en los especímenes SO 6 y SO 8, el traslape afectó negativamente la resistencia de los especímenes con un cociente $V_{exp}/V_{fy,calc}$ de 0.81 y 0.77, respectivamente. En el espécimen SO 10 la colocación del elemento de borde en el muro diafragma con un espesor mayor reforzó adecuadamente el traslape. En el espécimen GA 1 se obtuvo un valor de resistencia más conservador considerando el traslape con un cociente $V_{exp}/V_{fy,calc}$ de 1.15. La media del cociente $V_{exp}/V_{fs,calc}$ considerando el efecto del traslape fue de 0.96. Sin considerar el efecto del traslape la media del cociente $V_{exp}/V_{fy,calc}$ fue de 0.89.

Tabla 4.1.3 Resistencia a la flexión de los especímenes con traslape del refuerzo longitudinal en las columnas

Especímen	Clasif. ¹	Detalle	l_b (d_b)	l_d (d_b)	f_y (MPa)	f_s (MPa)	V_{exp} (kN)	Resistencia considerando el traslape		Resistencia sin considerar el traslape	
								$V_{fs,calc}$ (kN)	$V_{exp}/V_{fs,calc}$	$V_{fy,calc}$ (kN)	$V_{exp}/V_{fy,calc}$
SO 6	DC	-	12.5	24.4	224.0	179.4	140.5	164.0	0.86	172.5	0.81
SO 8	DC	Refuerzo adicional confinado con estribos en los bordes del muro diafragma	12.5	25.8	224.0	172.7	173.8	216.9	0.80	226.3	0.77
SO 10	DC	Elemento de borde en el muro diafragma	12.5	25.7	224.0	173.4	213.1	207.2	1.03	216.4	0.98
GA 1	DC	-	24.0	47.3	420.0	333.9	1074.2	934.7	1.15	1075.7	1.00
¹ DC: marco reforzado con un muro diafragma completo								Media	0.96	Media	0.89
								CV	0.14	CV	0.11

4.2 Compresión diagonal

Para evaluar la resistencia a la compresión diagonal del espécimen se consideraron dos casos:

- a) Únicamente la resistencia del muro diafragma o del segmento de muro (V_{muro}) utilizando el límite establecido en las NTC-Concreto para prevenir este tipo de falla en un muro de concreto:

$$V_{muro} = 0.63F_R A_{cm} \sqrt{f'_c} \quad (N) \quad (4.4)$$

donde:

F_R = factor de resistencia. Para evaluar la resistencia del espécimen se utilizó un $F_R = 1$

A_{cm} = área de la sección transversal del muro o segmento de muro, mm^2

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto del muro diafragma, N/mm^2 . En los especímenes se utilizó la resistencia medida del concreto.

- b) La suma de la resistencia del muro diafragma o del segmento de muro y la resistencia de las columnas:

$$V_{calc} = \Sigma V_{muro} + \Sigma \alpha V_{col} \quad (4.5)$$

donde:

V_{muro} = resistencia a la compresión del muro diafragma o del segmento de muro

α = factor de reducción que considera la compatibilidad de las deformaciones de la columna adyacente al muro. En el caso de una falla por cortante se utiliza $\alpha = 1$ y en el caso de una falla por flexión se utiliza $\alpha = 0.7$. Estos valores se obtuvieron de la Guía japonesa. Cuando se trató de una columna sin un muro adyacente, se utilizó un $\alpha = 1$.

V_{col} = menor valor de la fuerza lateral asociada a la resistencia a flexión $V_{col,f}$ y la resistencia a fuerza cortante de la columna $V_{col,c}$ (ecs 4.6 y 4.7).

En la tabla 4.2.1 se resumen los resultados de resistencia de los especímenes. En los especímenes por Kara *et al.* (2006) (KAR 2, KAR 3 y KAR 6) el marco original de estos experimentos fue diseñado con columna débil – viga fuerte, nulo confinamiento en la conexión viga – columna y bajo confinamiento en las vigas y las columnas. La cuantía del refuerzo transversal de las columnas fue de 0.2%. Dentro de

las conclusiones de los autores se menciona que la baja ductilidad del marco original limitó la resistencia de los especímenes.

Con el primer método, considerando únicamente la resistencia del muro, la media del cociente V_{exp}/V_{calc} fue de 1.23 con un coeficiente de variación de 0.30. Únicamente en los especímenes KAR 2 y KAR 6, ambos con un marco con baja ductilidad, los resultados no fueron conservadores. En el espécimen KAR 2, la resistencia fue 0.74 veces la resistencia calculada, siendo el espécimen en donde la sobrestimación de la resistencia fue mayor.

Con el segundo método, que también considera la resistencia de las columnas, la media de la relación V_{exp}/V_{calc} fue de 0.99 con un coeficiente de variación de 0.24. Aunque se lograron resultados más aproximados, en los tres especímenes con baja ductilidad (especímenes KAR 2, KAR 3 y KAR 6) los resultados no fueron conservadores con un cociente V_{exp}/V_{calc} menor que 1.0. En los especímenes KAR 2 y KAR 6 los resultados fueron todavía menos conservadores que en los obtenidos con el primer método. Por el contrario, en los ensayos de Anil *et al.* (2007) en todos los especímenes excepto en el espécimen AN 7 los cálculos fueron conservadores. En este último espécimen la relación V_{exp}/V_{calc} fue de 0.92.

Utilizando el primer método considerando los especímenes de baja ductilidad, se obtuvo una media del cociente V_{exp}/V_{calc} de 0.87 con un coeficiente de variación de 0.19. En caso de que las columnas del marco original no cuenten con una ductilidad adecuada, se debe considerar el efecto negativo que tendrá la poca ductilidad del marco en la resistencia a la compresión diagonal del marco reforzado tomando en cuenta únicamente la resistencia del muro o del segmento de muro. Adicionalmente, en estos casos es necesario utilizar un factor de reducción.

Tabla 4.2.1 Resistencia a la compresión diagonal (NTC-Concreto) de especímenes en la base de datos

Especímen	Clasif. ¹	Ductilidad del marco	V_{exp} (kN)	Daño en columnas	V_{muro} (kN)	V_{exp}/V_{muro}	$V_{col,f}$	$V_{col,c}$	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}
KAR 2	DC	Baja	155.5	Sí	208.8	0.74	15.2	11.6	231.9	0.67
AN 3		Alta	237.0	No	186.3	1.27	14.9	59.0	207.2	1.14
KAR 3	1MP	Baja	55.0	Sí	51.9	1.06	15.2	11.3	82.3	0.67
AN 4		Alta	93.4	Sí	45.9	2.03	14.7	58.8	70.9	1.32
AN 5		Alta	150.2	No	97.1	1.55	14.9	59.1	122.4	1.23
AN 6		Alta	189.6	No	144.1	1.32	14.6	58.3	168.9	1.12
KAR 6	2MP	Baja	131.5	No	161.6	0.81	15.1	11.6	184.8	0.71
AN 7		Alta	153.4	No	146.7	1.05	14.6	58.4	167.2	0.92
AN 8	AC	Alta	128.9	No	103.0	1.25	14.7	59.0	123.6	1.04
AN 9	AV	Alta	176.3	Sí	144.4	1.22	14.8	58.8	165.2	1.07
					Media	1.23			Media	0.99
					CV	0.30			CV	0.24

¹DC: diafragma completo
 1MP: un muro patín
 2MP: dos muros patín
 AV: muro con abertura en forma de ventana

4.3 Tensión diagonal

Se calculó la resistencia a la tensión diagonal con los criterios de las NTC-Concreto y la Guía japonesa de los especímenes con mecanismo de falla por tensión diagonal (mecanismo de falla TD) y por tensión diagonal en columnas (mecanismo de falla TD-C). El primer mecanismo de falla únicamente se observó

en marcos rehabilitados con muros diafragma con abertura en forma de ventana. El segundo modo de falla se observó en los especímenes ensayados por Teymur *et al.* (2014) que consisten en dos marcos con un segmento de muro aislado al centro de la crujía (especímenes AC) y un marco con un muro diafragma completo (especímen DC).

4.3.1 Tensión diagonal (NTC-Concreto)

A partir de las NTC-Concreto se calculó la resistencia a la tensión diagonal como la suma de la resistencia a tensión diagonal del muro diafragma y la resistencia a tensión diagonal de las columnas (figura 4.3.1).

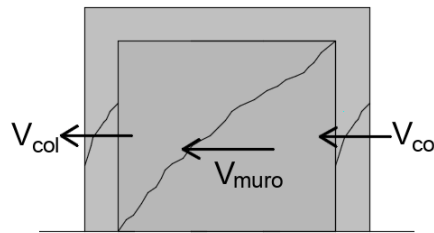


Figura 4.3.1 Resistencia de los muros con mecanismo de falla por tensión diagonal

La resistencia de cada columna se calculó con el siguiente criterio (ecs. 4.6 y 4.7):

Si $p < 0.015$:

$$V_{cR} = F_R (0.2 + 0.20p) \left(1 + 0.07 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.3 \sqrt{f_c'} b d \quad (N) \quad (4.6)$$

Si $p > 0.015$:

$$V_{cR} = F_R \left(1 + 0.07 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.16 \sqrt{f_c'} b d \quad (N) \quad (4.7)$$

donde:

p = cuantía de acero de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión

V_{cR} = fuerza cortante que toma el concreto, N

F_R = factor de resistencia. Para evaluar la resistencia del espécimen se utilizó un $F_R = 1.0$

P_u = valor absoluto de la fuerza axial de diseño, N

A_g = área bruta de la sección transversal, mm^2

f_c' = resistencia especificada a la compresión del concreto, N/mm^2 . En los especímenes se utilizó la resistencia medida del concreto

b = ancho de la columna, mm

d = peralte efectivo de la columna en la dirección de la fuerza cortante, mm .

La fuerza cortante que toma el acero transversal, V_{sR} , se calculó con la ec. 4.8:

$$V_{sR} = \frac{F_R A_v f_y d (\sen \theta + \cos \theta)}{s} \quad (N) \quad (4.8)$$

donde:

F_R = factor de resistencia. Para evaluar la resistencia del espécimen se utilizó un $F_R = 1.0$
 A_v = área transversal del refuerzo para fuerza cortante comprendido en una distancia s , mm
 θ = ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza. En todos los especímenes se utilizó un $\theta = 0$.

En las NTC-Concreto para el cálculo de la resistencia a la tensión diagonal de un muro de concreto, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se calculó de acuerdo con la relación de la altura del muro y su longitud:

Si $H_m/L < 1.5$ o $H_s/L < 1.5$:

$$V_{cR} = F_R 0.27 \sqrt{f'_c} t L \quad (N) \quad (4.9)$$

Si $H_m/L > 2$ o $H_s/L > 2$:

$$V_{cR} = F_R 0.16 \sqrt{f'_c} t 0.8L \quad (N) \quad (4.10)$$

donde:

H_m = para evaluar la resistencia de los especímenes se utilizó la altura del muro diafragma, mm .
 H_s = altura del segmento de muro, mm
 L = longitud del muro diafragma o del segmento de muro según sea el caso, mm
 F_R = factor de resistencia. Para evaluar la resistencia del espécimen se utilizó un $F_R = 1.0$
 f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto, N/mm^2 . En los especímenes se utilizó la resistencia medida del concreto
 t = espesor del muro, mm .

Para valores de H_m/L y H_s/L entre 1.5 y 2 se interpoló linealmente. En los especímenes con muros diafragma con aberturas en forma de ventana se tomó la mayor relación altura - longitud entre la del muro diafragma completo y la del segmento de muro considerado.

La fuerza cortante que toma el acero de refuerzo horizontal del muro, V_{sR} , se calculó con la expresión (ec. 4.11):

$$V_{sR} = F_R f_y A_{cm} p_m \quad (N) \quad (4.11)$$

donde:

F_R = factor de resistencia. Para evaluar la resistencia del espécimen se utilizó un $F_R = 1$.
 f_y = esfuerzo especificado o reportado de fluencia, N/mm^2 .
 A_{cm} = área de la sección transversal del muro o segmento de muro, mm^2 .
 p_m = cuantía del refuerzo horizontal del muro.

En la tabla 4.3.1 se resumen los resultados de la resistencia a la tensión diagonal de los especímenes con muros diafragma con aberturas en forma de ventana con mecanismo de falla por tensión diagonal (mecanismo de falla TD). En los especímenes estudiados por Aoyama *et al.* (1984), AO, la resistencia calculada fue menor que la resistencia experimental, tal que V_{exp}/V_{calc} varió de 1.12 y 1.14 indicando que los cálculos realizados en estos especímenes fueron conservadores y se predijo razonablemente la resistencia del espécimen. En el caso del espécimen GA 2 la resistencia experimental del espécimen fue

menor que la resistencia calculada con una relación V_{exp}/V_{calc} de 0.85 posiblemente porque el muro diafragma se construyó con concreto lanzado.

En la tabla 4.3.2 se resumen los resultados obtenidos para los especímenes reforzados con un segmento de muro aislado al centro de la crujía (especímenes AC) y un espécimen con un muro diafragma completo (especimen DC) con mecanismo de falla por tensión diagonal en columnas (mecanismo de falla TD-C). En estos especímenes ensayados por Teymur *et al.* (2014) no se menciona el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo transversal de las columnas en el artículo, por lo tanto, se utilizó el valor indicado para el acero de refuerzo longitudinal de las columnas. En estos especímenes los cálculos de resistencia fueron más cercanos a lo medido (en el caso de los especímenes AC) con valores de V_{exp}/V_{calc} de 0.97 y 0.99 en los especímenes TE 2 y TE 3, respectivamente. Aunque en el caso del espécimen TE 4 la resistencia calculada no fue tan cercana al valor de resistencia experimental, la resistencia calculada se encuentra del lado de la seguridad.

Tabla 4.3.1 Resistencia a la tensión diagonal de los especímenes AV (NTC-Concreto) de especímenes en la base de datos

Especímen	V_{exp} (kN)	Daño en columnas	Columna	Segmento de muro	Especímen	
			V_{col} (kN)	V_{muro} (kN)	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}
AO 10	775.0	Sí	109.8	228.8	677.2	1.14
AO 11	765.2	Sí	109.5	228.8	676.7	1.13
AO 12	843.7	Sí	112.0	263.3	750.6	1.12
GA 2	880.7	Sí	110.7	408.4	1038.2	0.85
					Media	1.06
					CV	0.12

Tabla 4.3.2 Resistencia a la tensión diagonal especímenes AC y DC (NTC-Concreto) de especímenes en la base de datos

Especímen	Clasif.	V_{exp} (kN)	Daño en columnas	Columna	Muro o segmento de muro	Especímen	
				V_{col} (kN)	V_{muro} (kN)	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}
TE 2	AC ¹	216.0	Sí	38.2	145.4	221.9	0.97
TE 3		220.0	Sí	38.2	145.4	221.9	0.99
TE 4	DC ²	307.5	Sí	38.2	202.8	279.3	1.10
						Media	1.02
						CV	0.06

¹AC: segmento de muro aislado al centro de la crujía

²DC: muro diafragma completo

4.3.2 Tensión diagonal (Guía japonesa)

Para el caso de marco de concreto reforzados con muros diafragma completos, la resistencia a fuerza cortante según la Guía japonesa se calcula con dos criterios. La resistencia del espécimen es el menor de los valores obtenido con ambos criterios. En el primero se utiliza la fórmula de Arakawa (ec. 4.12) suponiendo que el muro y las columnas tienen un comportamiento similar a un muro con una sección rectangular con un área equivalente. Con esta fórmula se calcula la resistencia a la tensión diagonal del espécimen. En el segundo criterio la resistencia del marco reforzado se obtiene mediante la suma de la resistencia de las columnas y la resistencia del muro.

4.3.2.1 Criterio 1 - Arakawa

Considerando de diferencia entre un muro monolítico y un muro diafragma, el valor obtenido con la ec. 4.12 se reduce por un factor β con un valor de entre 0.9 y 1.0 en caso de muros diafragma con anclas adheridas con resina epoxi en todo el perímetro del muro. La selección de un valor se deja al criterio del diseñador. En el caso de los especímenes estudiados se utilizó un $\beta = 0.9$. En la figura 4.3.1 se ilustran las variables geométricas de la sección transversal del marco reforzado utilizadas en el cálculo de su resistencia.

$$Q_{su} = \beta \left\{ \frac{0.53 p_{te}^{0.23} (18 + F_c)}{M/(Ql) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (N) \quad (4.12)$$

$$\text{para } 1 \leq M/(Ql) \leq 3$$

donde:

Q_{su} = resistencia a la tensión diagonal del muro y las columnas suponiendo un comportamiento similar al de un muro con elementos de borde, N .

$$p_{te} = 100 a_t / (b_e l)$$

a_t = área de acero de refuerzo longitudinal en la columna a tensión, mm^2 .

l = longitud total del marco reforzado (figura 4.3.2), mm .

$b_e = \sum A / l$: ancho equivalente del muro, mm .

$\sum A$ = área total de la sección transversal las columnas y el muro diafragma, mm^2 .

$p_{se} = a_h / (b_e \cdot s)$: cuantía de refuerzo horizontal equivalente.

s = separación del refuerzo horizontal, mm .

a_h = área del refuerzo horizontal comprendida en una distancia s , mm^2 .

σ_{wy} = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo del muro, N/mm^2 .

$\sigma_{0e} = N / (b_e \cdot l)$: esfuerzo axial, N/mm^2 . Su valor no debe ser mayor que $8 N/mm^2$. En la Guía japonesa se supone que la carga axial actúa también sobre el muro diafragma.

N = carga axial total en las columnas, N .

j_e = distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión, mm . Dentro de las recomendaciones de la Guía se permite utilizar $j_e = l_w$ o $0.8l$.

l_w = distancia a ejes de columna, mm .

M/Q = claro de cortante, mm . Para evaluar la resistencia de los especímenes se utilizó la altura de la aplicación de la carga lateral. Cuando se aplicaron cargas laterales en más de un nivel, se obtuvo el centroide de la aplicación de las cargas.

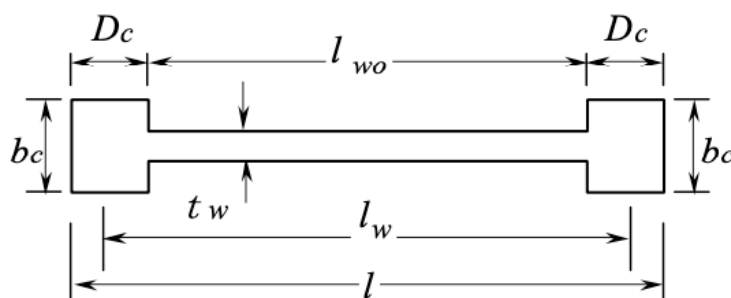


Figura 4.3.2 Sección transversal del marco reforzado con un muro diafragma completo (JBDPA 2001)

En el caso de marcos reforzado con muros diafragma con aberturas se debe multiplicar la resistencia Q_{su} obtenida con la Ec. 4.12 por el factor de reducción γ de la Ec. 4.13.

$$\gamma = 1 - \eta \quad (4.13)$$

$$\eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{\sum h_i \cdot l_i}{h \cdot l_w}}, \frac{\sum l_i}{l_w} \right\} \quad (4.14)$$

donde:

h = altura de entrepiso, *mm*.

h_i = altura de la abertura, *mm*.

l_i = longitud de la abertura, *mm*.

El valor η permite tomar en cuenta, de manera aproximada, el efecto del tamaño de la abertura, en términos de su área (primer término) y de su longitud (segundo término). En la tabla 4.3.3 se resumen los resultados obtenidos en marcos reforzados con muros diafragma con aberturas en forma de ventana. En la figura 4.3.3 se graficó la relación de las resistencias experimental y calculada con las NTC-Concreto y la Guía japonesa. Utilizando la Guía japonesa en los especímenes ensayados por Aoyama *et al.* (1984), la resistencia calculada fue muy conservadora con valores de V_{exp}/V_{calc} de entre 1.73 y 2.01. En el caso del espécimen GA 2, la resistencia calculada con el método japonés fue más cercana al valor medido que el obtenido con las NTC-Concreto con una relación V_{exp}/V_{calc} de 0.94. En el caso de marcos reforzado con muros diafragma con aberturas en forma de ventana, el uso de la Guía japonesa permite obtener valores de resistencia a la tensión diagonal conservadores, sin embargo, como se puede observar en la figura 4.3.3 estos valores no siempre logran representar adecuadamente el comportamiento del marco reforzado.

Tabla 4.3.3 Resistencia a la tensión diagonal de los especímenes AV (Guía japonesa) de especímenes en la base de datos

Especímen	V_{exp} (kN)	Q_{su} (kN)	γ	β	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}
AO 10	775.0	691.3	0.71	0.9	443.5	1.75
AO 11	765.2	691.3	0.71	0.9	443.5	1.73
AO 12	843.7	691.3	0.68	0.9	420.0	2.01
GA 2	880.7	1462.5	0.71	0.9	936.9	0.94
					Media	1.61
					CV	0.25

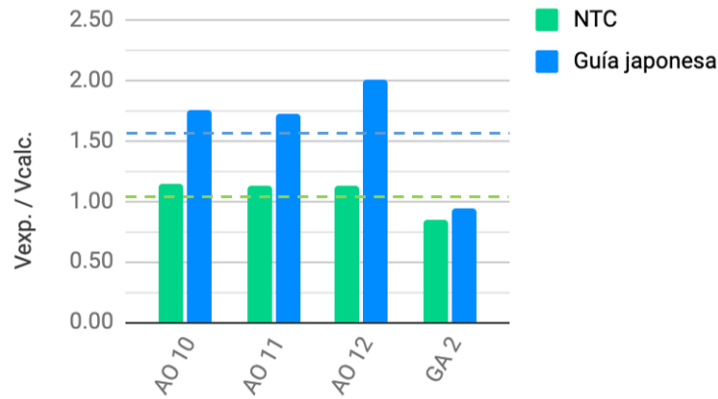


Figura 4.3.3 Relación de la resistencia experimental y la resistencia calculada a la tensión diagonal en especímenes con aberturas en forma de ventana

4.3.2.2 Criterio 2

Con el segundo criterio, se calcula la resistencia del marco reforzado como la suma de las resistencias de ambas columnas (se utiliza el menor valor de la resistencia a flexión o a cortante de la columna) y la resistencia a fuerza cortante del muro diafragma (ec. 4.15). Aunque en la Guía únicamente se utiliza este criterio para el cálculo de muros diafragma completos, también se utilizó este criterio para calcular la resistencia de los marcos TE 2 y TE 3 reforzados con un segmento de muro aislado al centro de la crujía. Para el espécimen TE 4 se utilizaron ambos criterios al tratarse de un marco reforzado con un muro diafragma completo (véase tabla 4.3.4).

$$Q_{W su} = 2\alpha Q_c + Q'_{W su} \quad (N) \quad (4.15)$$

$\alpha =$ factor de reducción que considera la compatibilidad de las deformaciones de la columna. En el caso de una falla por cortante se utiliza $\alpha = 1$ y en el caso de una falla por flexión se utiliza $\alpha = 0.7$.

$Q_c =$ menor valor de la resistencia a flexión y la resistencia a fuerza cortante de la columna, N .

$Q'_{W su} =$ resistencia del muro o del segmento de muro, N .

Para el cálculo de la resistencia de las columnas, la resistencia a flexión Q_{Mu} se obtiene con la ec. 4.17 y la resistencia a fuerza cortante Q_{su} se calcula con la ec. 4.18.

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D \quad (N \cdot mm) \quad (4.16)$$

$$Q_{Mu} = M_u / (h_o / 2) \quad (N) \quad (4.17)$$

donde:

$M_u =$ momento resistente, $N \cdot mm$.

$N =$ carga axial, N .

$a_t =$ área del acero de refuerzo longitudinal a tensión, mm^2 .

σ_y = esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal, *mm*.
 D = dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, *mm*.
 h_o = altura libre de la columna, *mm*.

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.53p_t^{0.23}(18+F_c)}{M/(Ql)+0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{s_{wy}}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (N) \quad (4.18)$$

para $1 \leq M/(Ql) \leq 3$

p_t = cuantía del refuerzo longitudinal a tensión en porcentaje.
 p_w = cuantía de refuerzo transversal. $p_w = 0.012$ para cuantías mayores que 0.012
 $\sigma_{s_{wy}}$ = esfuerzo de fluencia del acero del refuerzo transversal, N/mm^2 .
 σ_0 = esfuerzo axial en la columna, N/mm^2 .
 d = peralte efectivo de la columna, *mm*.
 M/Q = claro de cortante, *mm*. Se utilizó un valor de $h_o/2$.
 h_o = altura libre de la columna, *mm*.
 j = distancia entre los centroides de las fuerzas de tensión y compresión, *mm*. En las recomendaciones de la Guía se permite utilizar $j = 0.8D$.

La resistencia del muro o del segmento de muro $Q'_{W_{su}}$ se calcula con la Ec. 4.19.

$$Q'_{W_{su}} = \max(p_w \cdot \sigma_{wy}, F_{cw}/20 + 0.5p_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot t_w \cdot l' \quad (N) \quad (4.19)$$

donde:

p_w = cuantía del refuerzo horizontal del muro, N/mm^2 .
 σ_{wy} = esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal del muro, N/mm^2 .
 F_{cw} = resistencia del concreto del muro diafragma, N/mm^2 .
 t_w = ancho del muro diafragma, *mm*.
 l' = longitud del muro diafragma o del segmento de muro, *mm*.

En la tabla 4.3.4 se resumen los resultados de los cálculos de la resistencia de los especímenes ensayados por Teymur *et al.* (2014). En estos especímenes el mecanismo de falla fue por tensión diagonal en las columnas (mecanismo de falla TD-C). En los especímenes con un segmento de muro aislado al centro de la crujía, el cociente V_{exp}/V_{calc} fue de 0.75 en el espécimen TE 2 y 0.76 en el espécimen TE 3. Los criterios establecidos para muros diafragma completos no son estrictamente aplicables en muros con segmentos de muro aislados al centro de la crujía. En el espécimen TE 4, reforzado con un muro diafragma completo, la resistencia calculada fue muy cercana a la resistencia experimental del espécimen con un cociente V_{exp}/V_{calc} de 0.99.

En la figura 4.3.4 se muestran los valores de la relación de la resistencia experimental y la resistencia calculada con el método de las NTC-Concreto y la Guía japonesa. En los de los especímenes TE 2 y TE 3 (especímenes AC) únicamente con las NTC-Concreto se obtuvieron resultados cercanos a los experimentales. En el caso del espécimen TE 4 (especimen DC) con ambos métodos se aproximó adecuadamente la resistencia medida del espécimen.

Tabla 4.3.4 Resistencia de los especímenes AC y DC con mecanismo de falla TD-C (Guía japonesa) de especímenes en la base de datos

Especímen	Clasif.	V_{exp} (kN)	Columna			Muro o segmento de muro	Resistencia a fuerza cortante			Especímen	
			Q_{Mu} (kN)	Q_{su} (kN)	α		Q'_{Wsu} (kN)	Q_{Wsu} (kN)	Q_{su} (kN)	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}
TE 2	AC ¹	216.0	61.0	56.0	1.0	178	289.5	-	289.5	0.75	
TE 3	AC	220.0	61.0	56.0	1.0	178	289.5	-	289.5	0.76	
TE 4	DC ²	307.5	61.0	56.0	1.0	199	310.8	440.2	310.8	0.99	
									Media	0.83	
									CV	0.13	

¹AC: segmento de muro aislado al centro de la crujía

²DC: muro diafragma completo

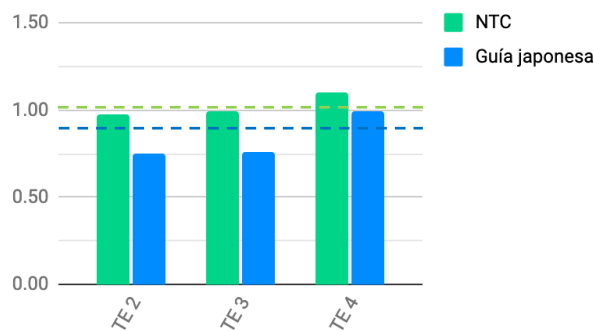


Figura 4.3.4 Relación de la resistencia experimental y la resistencia calculada a cortante

4.4 Falla de la unión

4.4.1 Falla de la unión (Guía japonesa)

La metodología japonesa incluye la ec. 4.20 para el cálculo de la resistencia de especímen considerando un mecanismo de falla de la conexión del muro diafragma con la viga o la cimentación en marcos reforzados con muros diafragma completos (especímenes DC). Se calculó la resistencia con esta metodología de los especímenes que fallaron por deslizamiento en la unión (mecanismo de falla DZ-U).

$$V_{calc} = Q_j + Q_{pc} + \alpha \cdot Q_c \quad (N) \quad (4.20)$$

Q_j = suma de la resistencia a fuerza cortante de cada conector en la unión con la viga calculada con las ecs. 4.21 a 4.29, N .

Q_{pc} = cortante directo de la parte superior de la columna ec 4.30, N .

α = factor de reducción que considera la compatibilidad de las deformaciones de la columna. En el caso de una falla por cortante se utiliza $\alpha = 1$ y en el caso de una falla por flexión se utiliza $\alpha = 0.7$.

Q_c = menor valor de la fuerza lateral asociada a la resistencia a flexión (ec. 4.17) y la resistencia a fuerza cortante de la columna (ec. 4.18), N .

La resistencia a fuerza cortante de cada conector Q_a se calculó con las siguientes ecuaciones de acuerdo con el tipo de conexión:

a) Conector expansivo cuando $4d_a \leq l_e < 7d_a$

$$Q_a = \min[Q_{a1}, Q_{a2}] \quad (N) \quad (4.21)$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot \sigma_{m y} \cdot a_{s e} \quad (N) \quad (4.22)$$

$$Q_{a2} = 0.3 \sqrt{E_c \cdot \sigma_b} \cdot a_{s e} \quad (N) \quad (4.23)$$

Siendo $\tau = Q_a/a_{s e}$ y no mayor que 245 N/mm^2

b) Conector expansivo cuando $l_e \geq 7d_a$

$$Q_a = \min [Q_{a1}, Q_{a2}] \quad (N) \quad (4.24)$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot \sigma_{m y} \cdot a_{s e} \quad (N) \quad (4.25)$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_b} \cdot a_{s e} \quad (N) \quad (4.26)$$

Siendo $\tau = Q_a/a_{s e}$ y no mayor que 294 N/mm^2

c) Conector adhesivo cuando $l_e \geq 7d_a$

$$Q_a = \min[Q_{a1}, Q_{a2}] \quad (N) \quad (4.27)$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot \sigma_y \cdot a_{s e} \quad (N) \quad (4.28)$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_b} \cdot a_{s e} \quad (N) \quad (4.29)$$

Siendo $\tau = Q_a/a_{s e}$ y no mayor que 294 N/mm^2

donde:

$\sigma_{m y}$ = esfuerzo de fluencia del conector expansivo, N/mm^2 .

σ_y = esfuerzo de fluencia de la barra de refuerzo, N/mm^2 .

$a_{s e}$ = área de la sección transversal del conector expansivo en la interfaz del concreto, o área de la sección transversal de la barra de refuerzo del conector adhesivo, mm^2 .

E_c = módulo de elasticidad del concreto, N/mm^2 .

σ_b = resistencia medida a la compresión del concreto del marco original, N/mm^2 .

La resistencia a cortante directo se calculó con la ecuación 4. 30:

$$Q_{pc} = K_{min} \cdot \tau_o \cdot b_e \cdot D \quad (N) \quad (4.30)$$

donde:

$$K_{min} = 0.34 / (0.52 + a/D)$$

$$\tau_o = \begin{cases} 0.98 + 0.1F_{c1} + 0.85\sigma & \text{si } 0 \leq \sigma \leq 0.33F_{c1} - 2.75 \\ 0.22F_{c1} + 0.49\sigma & \text{si } 0.33F_{c1} - 2.75 < \sigma \leq 0.66F_{c1} \\ 0.66F_{c1} & \text{si } 0.66F_{c1} < \sigma \end{cases}$$

b_e = ancho efectivo de la columna, *mm*. En caso de contar con elementos conectados en la dirección ortogonal, estos elementos deben ser considerados. En los especímenes se utilizó el ancho de la columna.

$$\sigma = p_g \cdot \sigma_y + \sigma_o \quad (N/mm^2)$$

p_g = cuantía del refuerzo longitudinal de la columna.

σ_y = esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal, *N/mm²*.

$$\sigma_o = N / (b_e \cdot D) \quad (N/mm^2)$$

En los especímenes que se estudiaron, la unión se realizó con anclas adheridas con resina epoxi o conectores expansivos (tabla 4.4.1). En la mayoría de los especímenes, el muro se ancló en todo el perímetro. En los especímenes PA 5, MO 1 y MO 3 únicamente se colocaron anclas en la unión con la viga y la cimentación. En la tabla 4.4.2 se resumen los resultados de los cálculos para muros diafragma completos (DC). La resistencia calculada V_{calc} corresponde a la suma de la resistencia a fuerza cortante de los conectores Q_j , de la resistencia a cortante directo de la parte superior de la columna Q_{pc} , y el valor mínimo de Q_{Mu} y Q_{su} . No se incluyeron los especímenes que fallaron por deslizamiento en la unión pero que carecían de anclas en la unión con la viga o la cimentación ni el espécimen con llaves de cortante en la unión (especímenes HA 3, HA 4, PA 2, PA 3 y PA 6 de la base de datos). Únicamente en el espécimen MO 3 se sobrestimó la resistencia del espécimen con una relación V_{exp}/V_{calc} de 0.92. La media de la relación V_{exp}/V_{calc} de 1.32 con un coeficiente de variación de 0.20. En los cálculos que se realizaron, únicamente en los especímenes ensayados por Aoyama *et al.* (1980) la resistencia de la conexión Q_j estuvo determinada por la resistencia a fuerza cortante de las anclas Q_{a1} . A partir de los resultados obtenidos se observó que el uso de la Guía japonesa para el cálculo de la resistencia de la unión con la viga o la cimentación predice de forma conservadora la resistencia de los especímenes.

Tabla 4.4.1 Características generales de la unión de los especímenes DC con mecanismo de falla DZ-U de especímenes en la base de datos

Especímen	Tipo de anclaje	Anclaje en:
AO 6	Resina epoxi	Columnas, viga y cimentación
AO 7	Resina epoxi	Columnas, viga y cimentación
AO 9	Resina epoxi	Columnas, viga y cimentación
HA 5	C. expansivos	Columnas, viga y cimentación
HA 6	C. expansivos	Columnas, viga y cimentación
PA 4	Resina epoxi	Columnas, viga y cimentación
PA 5	Resina epoxi	Viga y cimentación
PA 7	Resina epoxi	Columnas, viga y cimentación
MO 1	Resina epoxi	Viga y cimentación
MO 2	Resina epoxi	Columnas, viga y cimentación
MO 3	Resina epoxi	Viga y cimentación

Tabla 4.4.2 Resistencia de los especímenes DC con mecanismo de falla DZ-U de especímenes en la base de datos (Guía Japonesa)

Especímen	V_{exp} (kN)	ΣQ_{a1} (kN)	ΣQ_{a2} (kN)	Q_j (kN)	Q_{pc} (kN)	Q_{Mu} (kN)	Q_{Su} (kN)	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}
AO 6	1177.2	399.7	458.8	399.7	241.4	81.6	74.5	715.6	1.65
AO 7	1236.1	361.6	415.1	361.6	291.3	166.4	176.9	769.4	1.61
AO 9	1167.4	439.3	498.0	439.3	269.2	98.1	79.4	788.0	1.48
HA 5	470.9	182.8	166.9	166.9	122.7	54.8	44.9	334.5	1.41
HA 6	539.6	182.8	166.9	166.9	122.7	54.8	44.9	334.5	1.61
PA 4	148.4	120.9	100.1	100.1	31.1	6.3	13.1	135.7	1.09
PA 5	137.7	120.9	99.1	99.1	30.9	6.3	13.0	134.4	1.02
PA 7 ¹	360.6	120.9	99.1	99.1	113.9	42.5	44.6	242.7	1.49
MO 1	117.5	83.7	68.6	68.6	35.8	6.3	14.0	108.8	1.08
MO 2	122.5	83.7	68.6	68.6	35.8	6.3	14.0	108.8	1.13
MO 3	99.5	83.7	68.6	68.6	35.7	6.3	14.0	108.7	0.92
¹ Las columnas se encamisaron con concreto reforzado								Media	1.32
								CV	0.21

4.4.2 Falla de la unión (ACI-318 y NTC-Concreto)

Utilizando un modelo de resistencia similar al de la Guía japonesa, se calculó la resistencia de los especímenes a partir de las especificaciones de las NTC-Concreto de fricción cortante y resistencia de las columnas. La resistencia a fuerza cortante de los conectores debajo de la viga se calculó con las especificaciones diseño del ACI-318 (capítulo 17). Se utilizó el método del ACI 318 porque en las NTC-Concreto no se tienen requisitos de diseño para conectores. La resistencia final del espécimen se calculó con la ec. 4.31.

$$V_{calc} = V_j + V_{Fr} + \alpha \cdot V_c \quad (N) \quad (4.31)$$

Donde:

V_j = suma de la resistencia a fuerza cortante de cada conector en la unión con la viga calculada con las especificaciones del capítulo 17 del ACI 318, N .

V_{Fr} = resistencia a fricción cortante en la parte superior de la columna de acuerdo con los criterios de las NTC-Concreto, N . Esta resistencia es similar al método utilizado en el ACI 318.

α = factor de reducción que considera la compatibilidad de las deformaciones de la columna. En el caso de una falla por cortante se utiliza $\alpha = 1$ y en el caso de una falla por flexión se utiliza $\alpha = 0.7$.

V_c = menor valor de la resistencia a flexión y la resistencia a fuerza cortante (tensión diagonal) de la columna de acuerdo con los criterios de las NTC-Concreto, N .

En el ACI-318 para el cálculo de la resistencia a fuerza cortante de las anclas se consideran tres modos de falla: resistencia a fuerza cortante del acero del ancla, rotura posterior del concreto y rotura del concreto (corte). El primer modo de comportamiento únicamente considera la resistencia a corte del acero de cada conector (figura 4.4.2.a). El segundo modo de falla ocurre cuando las anclas son cortas y rígidas. La rotación del conector debido a la fuerza cortante puede provocar el agrietamiento y el eventual desconchamiento del concreto en la parte posterior del ancla (figura 4.4.2.b). Por último, la rotura del concreto debido a corte consiste en un plano de falla inclinado que se extiende desde la parte superior del ancla hasta el borde del elemento en donde se colocó el anclaje (figura 4.4.2.c). Cuando las anclas no se colocan próximas a un borde, este modo de falla no dominará el comportamiento. Para fines de este trabajo únicamente se consideraron los primeros dos modos de falla. A partir de estas consideraciones se calculó la resistencia a fuerza cortante de la unión entre el muro diafragma y la viga V_j con la ec. 4.32.

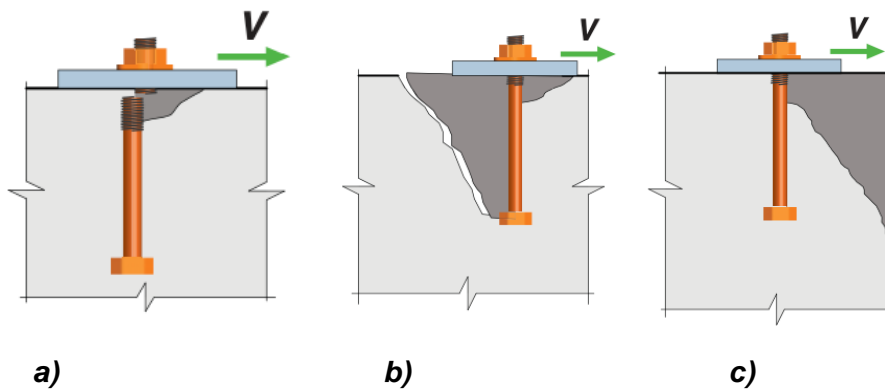


Figura 4.4.1 Mecanismos de falla de las anclas por cortante: a) resistencia a cortante del acero del ancla, b) rotura posterior del concreto y c) rotura del concreto (corte) (ACI 318)

$$V_j = \min[\sum V_{sa}, V_{cpg}] \quad (N) \quad (4.32)$$

Donde:

$\sum V_{sa}$ = suma de la resistencia a fuerza cortante del acero de cada conector calculada con la Ec. 4.33.

V_{cpg} = resistencia posterior del concreto calculada con la Ec. 4.34.

La resistencia a fuerza cortante V_{sa} de cada ancla en la unión con la viga se calculó con la ec. 4.33.

$$V_{sa} = 0.6A_{se,v}f_{uta} \quad (N) \quad (4.33)$$

donde:

$A_{se,v}$ = área transversal efectiva de cada ancla, mm^2 .

f_{uta} = resistencia especificada a la tensión del ancla, MPa . El valor de f_{uta} no debe ser mayor que $1.9f_{ya}$ ni que $861 MPa$ ($125\ 000 psi$). Únicamente en los especímenes ensayados por Hayashi *et al.* (1980) (especímenes HA 5 y HA 6) se utilizó el valor incluido en el artículo. En los demás especímenes, debido a que no se indica este valor, se consideró el valor máximo de $1.9f_{ya}$.

f_{ya} = esfuerzo especificado a la fluencia de acero del ancla, MPa .

La resistencia a la rotura posterior del concreto se calculó con la ec. 4.34.

$$V_{cpg} = k_{cp}N_{cpg} \quad (N) \quad (4.34)$$

donde:

$k_{cp} = 1.0$ para $h_{ef} < 63.5 mm$ ($2.5 pulg$).

$k_{cp} = 2.0$ para $h_{ef} \geq 63.5 mm$ ($2.5 pulg$).

Donde h_{ef} es la profundidad efectiva del ancla.

Cuando se colocaron anclas de tipo adhesivo, N_{cpg} correspondió al menor valor de la resistencia a la adherencia del ancla N_{ag} (ec. 4.35) y la resistencia a la rotura del concreto N_{cbg} (ec. 4.37). En el caso de conectores expansivos el valor de N_{cpg} correspondió al valor N_{cbg} .

De acuerdo con el capítulo 17 del ACI 318, se deben considerar los efectos de grupo si la separación entre anclas es menor que la separación crítica para los casos de resistencia a la adherencia del ancla (separación crítica: $3h_{ef}$) y resistencia a la rotura del concreto (separación crítica $2c_{Na}$).

La resistencia a la adherencia del grupo de anclas N_{ag} se calculó con la ec. 4.35. Para poder utilizar el valor mínimo del esfuerzo de adherencia del concreto agrietado τ_{uncr} se deben cumplir con los requisitos establecidos en el inciso 17.6.5.2.5 del ACI 318. Dentro de estos requisitos se incluye el uso de un concreto con una resistencia a la compresión mayor o igual que $17.2 MPa$ ($2500 psi$).

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \Psi_{ec,Na} \Psi_{ed,NA} \Psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (N) \quad (4.35)$$

A_{Na} = área de influencia proyectada del grupo de anclas. Esta área se define a partir de una distancia c_{Na} medida desde el centro de cada ancla, mm^2 . En la figura 4.4.2 se ilustra, de manera esquemática, un caso particular del área de influencia A_{Na} . Este valor considera el efecto que tiene la separación entre las anclas, así como el efecto de la distancia entre el ancla y el borde del elemento. El valor de A_{Na} no puede ser mayor que nA_{Na0} , siendo n el número de anclas consideradas en el análisis.

$A_{Na0} = (2c_{Na})^2$, área de influencia proyectada de un ancla adhesiva con una distancia al borde de al menos c_{Na} , mm^2 .

$$c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{unscr}}{7.6}}, mm.$$

d_a = diámetro del ancla, mm .

τ_{unscr} = esfuerzo de adherencia característico del concreto sin agrietamiento. De acuerdo con la tabla 17.6.5.2.5 del ACI 318 se utilizó un valor de $\tau_{unscr} = 2.756 MPa$ (1000 *psi*). Este valor se multiplicó por un factor de 0.4 para considerar que estructura estará sujeta a cargas laterales cíclicas.

$\Psi_{ec,Na}$ = factor que considera la excentricidad de la aplicación de la carga a tensión. Debido a que se estudió la resistencia a fuerza cortante de las anclas, se utilizó un valor de $\Psi_{ec,Na} = 1.0$.

$\Psi_{ed,NA}$ = factor que considera el efecto del borde:

$$\text{Si } c_{a,min} \geq c_{Na}, \Psi_{ed,NA} = 1.0 .$$

$$\text{Si } c_{a,min} < c_{Na}, \Psi_{ed,NA} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{c_{Na}}$$

$c_{a,min}$ = distancia mínima entre el centro del ancla y el borde del elemento de concreto, mm .

$\Psi_{cp,Na}$ = factor que considera el uso de anclas adhesivas en concreto sin agrietamiento y sin refuerzo que permita controlar el rajamiento del elemento, se utilizó un valor de $\Psi_{cp,Na} = 1.0$.

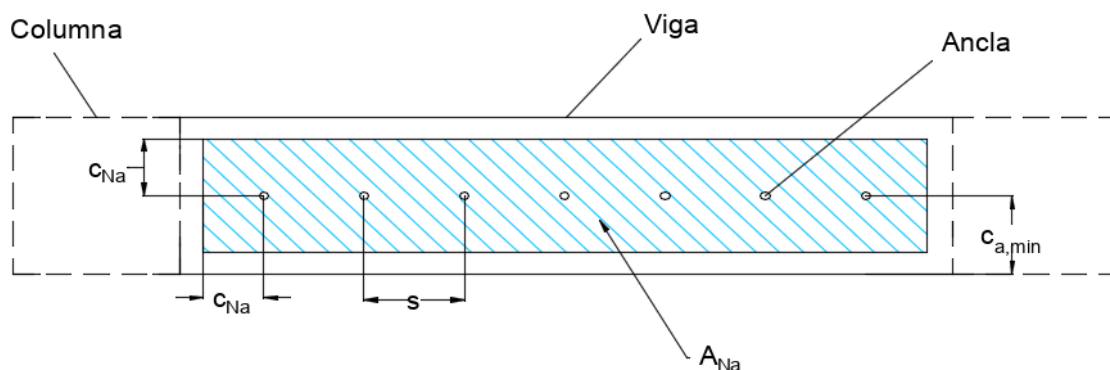
La resistencia básica a la adherencia de un ancla N_{ba} se calculó con la ec. 4.36. Para poder utilizar el valor mínimo del esfuerzo de adherencia del concreto agrietado τ_{cr} se deben cumplir con los requisitos establecidos en el inciso 17.6.5.2.5 del ACI 318.

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \quad (N) \quad (4.36)$$

donde:

λ_a = factor que considera el uso de concreto ligero. Se utilizó un valor de $\lambda_a = 1.0$.

τ_{cr} = esfuerzo de adherencia característico en concreto agrietado. Se utilizó el valor mínimo de $\tau_{cr} = 1.654 MPa$ (300 *psi*) de acuerdo con la tabla 17.6.5.2.5 del ACI 318. Este valor se multiplicó por un factor de 0.8 para considerar que estructura estará sujeta a cargas laterales cíclicas.



$$\text{Si } c_{a,min} > c_{Na} \text{ y}$$

$$s < 2c_{Na}$$

Figura 4.4.2 Caso particular para el cálculo del área A_{Na} en la unión entre el muro diafragma y la viga

La resistencia a la rotura del concreto N_{cbg} se calculó con la ec. 4.37.

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (N) \quad (4.37)$$

A_{Nc} = área proyectada de la superficie de falla de una ancla o grupo de anclas. Su extensión abarca una longitud de $1.5h_{ef}$ a cada lado del ancla. En la figura 4.4.3 se ilustra de manera esquemática un caso particular del área de influencia A_{Nc} .

$A_{Nco} = 9h_{ef}^2$, área proyectada de la superficie de falla de un ancla con una distancia al borde de al menos $1.5h_{ef}$, mm^2 .

$\Psi_{ec,N}$ = factor que considera la excentricidad de la aplicación de la carga a tensión. Debido a que se estudió la resistencia a cortante de las anclas, se utilizó un valor de $\Psi_{ec,Na} = 1.0$.

$\Psi_{ed,N}$ = factor que considera el efecto del borde:

Si $c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$, $\Psi_{ed,N} = 1.0$.

Si $c_{a,min} < 1.5h_{ef}$, $\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$

$\Psi_{c,N}$ = factor que considera el efecto del agrietamiento del elemento en donde se colocaron los conectores con cargas de servicio, se utilizó un valor de $\Psi_{ec,N} = 1$ (agrietamiento bajo cargas de servicio).

$\Psi_{cp,N}$ = factor utilizado en concreto sin agrietamiento sin refuerzo que limite el hendimiento del elemento, se utilizó un valor de $\Psi_{cp,N} = 1.0$.

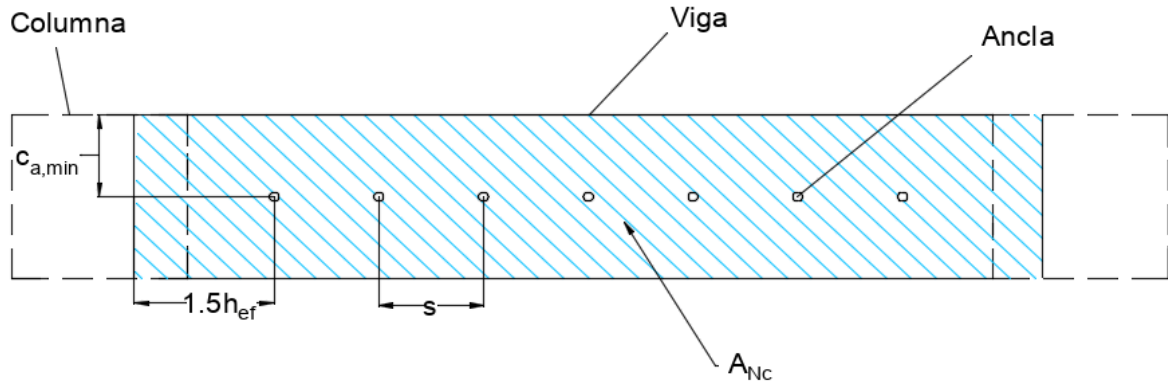
La capacidad básica por rotura de cada conector N_b se calculó con la Ec. 4.38.

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (N) \quad (4.38)$$

Donde:

$k_c = 7$, factor utilizado en el caso de anclas post-instaladas.

$f'_c =$ resistencia especificada a la compresión del concreto, *MPa*.



Si $c_{a,min} < 1.5h_{ef}$ y

$s < 3h_{ef}$

Figura 4.4.3 Caso particular para el cálculo del área A_{Nc} en la unión entre el muro diafragma y la viga.

Para calcular la resistencia a fricción cortante de la columna se utilizaron las ecuaciones de fricción cortante de las NTC-Concreto. La resistencia a la fuerza cortante V_{Fr} se calculó como el menor valor de los resultados obtenidos con las Ecs. 4.39 a 4.41. Este valor es similar al obtenido con las especificaciones del ACI 318.

$$V_R = F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (N) \quad (4.39)$$

$$V_R = F_R [1.4A + 0.8(A_{vf} f_y + N_u)] \quad (N) \quad (4.40)$$

$$V_R = F_R 0.25 f'_c A \quad (N) \quad (4.41)$$

donde:

$F_R =$ factor de resistencia. Para evaluar la resistencia del espécimen se utilizó un $F_R = 1.0$.

$f_y =$ esfuerzo especificado de fluencia, N/mm^2 .

$f'_c =$ resistencia especificada a la compresión del concreto, N/mm^2 . En los especímenes se utilizó la resistencia medida del concreto.

$A_{vf} =$ área total del refuerzo longitudinal de la columna, mm^2 .

$A =$ área de la sección transversal de la columna, mm^2 .

$N_u =$ fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico, N . Se consideró la carga axial aplicada en la columna.

$\mu =$ coeficiente de fricción. En los especímenes se utilizó un $\mu = 1.4$ para concreto colado monolíticamente.

En la tabla 4.4.3 se resumen los resultados obtenidos. Todos los cálculos de resistencia fueron conservadores; sin embargo, la resistencia calculada no fue cercana a la resistencia de los especímenes. La media de la relación V_{exp}/V_{calc} fue de 1.73 con un coeficiente de variación de 0.28. En todos los especímenes la resistencia de la conexión V_j que controló fue la resistencia a la rotura posterior del concreto V_{cpg} .

Tabla 4.4.3 Resistencia de los especímenes DC con mecanismo de falla DZ-U de especímenes en la base de datos (NTC-Concreto y ACI 318)

Espé- cimen	V_{exp} (kN)	ΣV_{sa} (kN)	N_{ag} (kN)	N_{cbg} (kN)	k_{cp}	V_{cpg} (kN)	V_j (kN)	V_{Fr} (kN)	V_{Mu} (kN)	V_{Su} (kN)	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}
AO 6	1177.2	650.9	55.9	137.7	2.0	111.8	111.8	229.5	100.4	103.3	411.6	2.86
AO 7	1236.1	588.9	50.7	125.8	2.0	101.5	101.5	459.0	238.1	194.4	754.9	1.64
AO 9	1167.4	715.5	69.9	127.5	2.0	139.8	139.8	256.0	119.6	115.5	511.2	2.28
HA 5	470.9	200.7	-	95.5	1.0	95.5	95.5	181.4	55.5	28.3	305.2	1.54
HA 6	539.6	200.7	-	95.5	1.0	95.5	95.5	181.4	55.5	28.3	305.2	1.77
PA 4	148.4	196.9	20.3	63.1	1.0	20.3	20.3	55.8	6.3	16.0	80.4	1.85
PA 5	137.7	196.9	20.3	62.7	1.0	20.3	20.3	55.0	6.3	16.0	79.7	1.73
PA 7 ¹	360.6	196.9	24.3	56.3	1.0	24.3	24.3	140.8	52.4	55.3	201.8	1.79
MO 1	117.5	136.3	16.8	40.0	1.0	16.8	16.8	73.8	6.4	16.7	95.1	1.24
MO 2	122.5	136.3	16.8	40.0	1.0	16.8	16.8	73.8	6.4	16.7	95.1	1.29
MO 3	99.5	136.3	16.8	40.0	1.0	16.8	16.8	73.3	6.4	16.7	94.6	1.05
¹ Las columnas se encamisaron con concreto reforzado											Media	1.73
											CV	0.29

4.4.3 Falla de la unión (fricción y acción de dovela)

Como tercer método, se estudió la resistencia de la conexión V_j considerando dos mecanismos: la fricción entre el concreto original y el nuevo en la interfaz y la acción de dovela. En los experimentos realizados por Vintzileou y Palieraki (2007) se validó esta metodología considerando la resistencia total en la unión como la suma de 40% de la resistencia del mecanismo de fricción y 70% de la resistencia del mecanismo de dovela. Estos resultados fueron calibrados para deslizamientos menores que 0.5 mm. La resistencia máxima del mecanismo de fricción τ_f se calculó con la ec. 4.42:

$$\tau_f = 0.44 \sqrt[3]{f_c^2 \sigma_c} \quad (N/mm^2) \quad (4.42)$$

donde:

$f_c =$ menor valor entre la resistencia a la compresión del concreto del marco y el muro, N/mm^2

$\sigma_c = f_y A_s / A_c$

$f_y =$ esfuerzo de fluencia del refuerzo en la unión, N/mm^2

$A_s =$ área total del refuerzo en la unión, mm^2

$A_c =$ área en la interfaz, mm^2 .

La resistencia del mecanismo de dovela se obtuvo con la ec. 4.43:

$$\tau_d = (1.3nd_b^2\sqrt{f_c f_y})/A_c \quad (N/mm^2) \quad (4.43)$$

donde:

- n = número de barras de refuerzo en la unión
- d_b = diámetro del refuerzo en la unión, mm
- f_c = menor valor entre la resistencia a la compresión del concreto del marco y el muro, N/mm^2
- f_y = esfuerzo de fluencia del refuerzo en la unión, N/mm^2
- A_c = área en la interfaz, mm^2 .

La resistencia total de cada espécimen se calculó de manera similar al método utilizando el ACI 318 y las NTC-Concreto en el inciso 4.4.2. Se sustituyó en la ec. 4.31 la resistencia de la conexión V_j calculada con el ACI 318 por la resistencia de la conexión calculada considerando la fricción y el mecanismo de dovela. Los valores de la resistencia a fricción cortante en la parte superior de la columna V_{Fr} y la resistencia de la columna V_c fueron iguales en ambos métodos.

En la tabla 4.4.4 se resumen los resultados obtenidos con este método. La media del cociente V_{exp}/V_{calc} fue de 0.90 con un coeficiente de variación de 0.34. En la tabla se puede observar que en todos los especímenes en donde no se aumentó la rugosidad del concreto original en la interfaz (especímenes, PA 4, PA 5, MO 1, MO 2 y MO 3) los resultados no fueron conservadores (V_{exp}/V_{calc} de 0.51 a 0.65) con excepción del modelo HA 5. En los ensayos realizados por Vintzileou y Palieraki (2007) se escarificó la superficie del concreto original. Una superficie lisa en la interfaz tendrá un efecto negativo en la resistencia de ambos mecanismos: la fricción en la interfaz y la acción de dovela. Considerando únicamente los cuatro especímenes en donde se aumentó la rugosidad en la viga superior y la cimentación, la media de la relación V_{exp}/V_{calc} fue de 1.20 con un coeficiente de variación de 0.11.

Tabla 4.4.4 Resistencia de los especímenes DC con mecanismo de falla DZ-U de especímenes en la base de datos (NTC-Concreto y Vintzileou)

Especímen	Aumento de la rugosidad en la interfaz	V_{exp} (kN)	τ_f (N/mm ²)	τ_d (N/mm ²)	V_j (kN)	V_{Fr} (kN)	V_{Mu} (kN)	V_{Su} (kN)	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}
AO 6	Sí	1177.2	5.22	1.35	546.2	229.5	100.4	103.3	846.0	1.39
AO 7	Sí	1236.1	5.25	1.38	490.2	459	238.1	194.4	1143.6	1.08
AO 9	Sí	1167.4	5.20	1.38	548.5	256	119.6	115.5	920.0	1.27
HA 5	No	470.9	3.94	0.93	266.9	181.4	55.5	28.3	476.6	0.99
HA 6	Únicamente en la unión con las columnas y la viga inferior	539.6	3.94	0.93	266.9	181.4	55.5	28.3	476.6	1.13
PA 4	No	148.4	4.83	0.96	169.2	55.8	6.3	16	229.4	0.65
PA 5	No	137.7	4.79	0.95	167.7	55	6.3	16	227.1	0.61
PA 7 ¹	Sí	360.6	4.86	1.00	163.9	140.8	52.4	55.3	341.4	1.06
MO 1	No	117.5	4.79	0.95	116.1	73.8	6.4	16.7	194.4	0.60
MO 2	No	122.5	4.79	0.95	116.1	73.8	6.4	16.7	194.4	0.63
MO 3	No	99.5	4.79	0.95	116.1	73.3	6.4	16.7	193.9	0.51
									Media	0.90
									CV	0.34

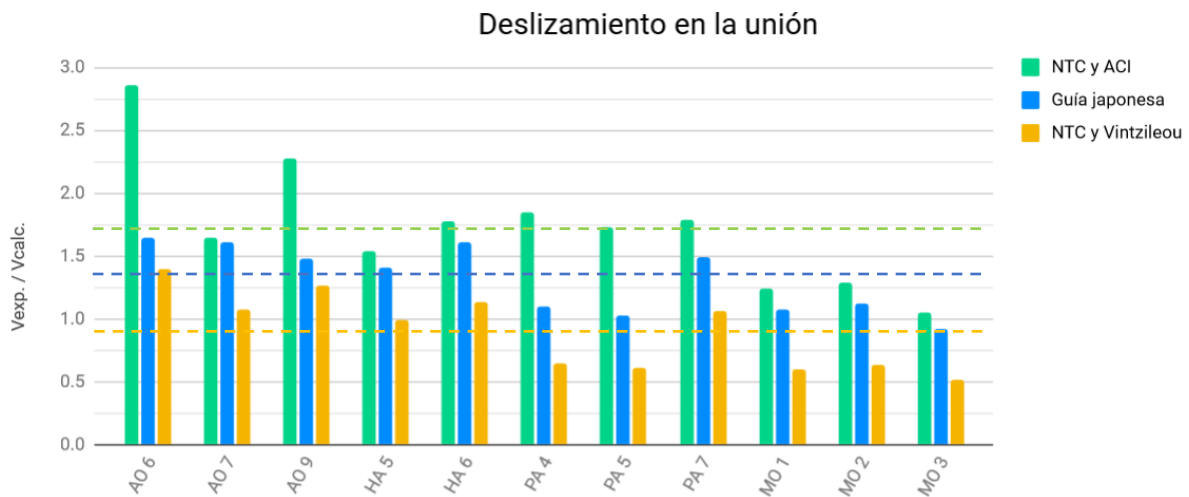
¹Las columnas se encamisaron con concreto reforzado

En la figura 4.4.4 se muestran los valores de la relación V_{exp}/V_{calc} obtenidos con la Guía japonesa, con la combinación de las NTC-Concreto y el ACI 318 y con el método fricción – acción de dovela. En los especímenes AO 7, HA 5, HA 6, PA 7, MO 1, MO 2 y MO 3, los resultados obtenidos las primeras dos metodologías fueron similares. Para la metodología que combinó las especificaciones de las NTC-

Concreto y el ACI 318 en todos los especímenes, la resistencia calculada fue menos cercana a la resistencia del espécimen que la obtenida con la Guía japonesa.

Dentro de los cálculos de la resistencia de los especímenes sobresale que el cálculo de la resistencia de la conexión con el ACI 318 fue significativamente menor que la resistencia calculada con la metodología japonesa en todos los especímenes indicando que sus resultados aparentemente son demasiado conservadores. Las especificaciones del ACI 318 implican un análisis mucho más detallado de las conexiones y consideran, entre otras variables, la resistencia a fuerza cortante del acero, la profundidad efectiva de los conectores, su separación y el efecto de la distancia al borde de la viga. En la Guía japonesa también se considera la resistencia del acero, sin embargo, las otras variables no. De manera general, aunque ambas metodologías fueron conservadoras, mediante el uso de la Guía japonesa se obtuvieron resultados más cercanos a los experimentales y con un coeficiente de variación menor. Sin embargo, no se logró predecir con precisión la resistencia de los especímenes. En el espécimen MO 3 la relación V_{exp}/V_{calc} fue menor que 1.0 indicando que es el único caso que no fue conservador con la Guía japonesa, sin embargo, fue un valor cercano ($V_{exp}/V_{calc} = 0.92$). El último método, considerando la fricción en la interfaz y la acción dovela se puede observar que se obtuvieron los menores valores del cociente V_{exp}/V_{calc} . Dentro de este método, la preparación de la superficie en la interfaz fue determinante en la determinación de la resistencia de los especímenes. En los modelos con un aumento de la rugosidad del concreto original en la unión, los cálculos fueron cercanos a los experimentales y estuvieron del lado de la seguridad. Por el contrario, cuando no se preparó la superficie, los resultados no fueron conservadores (es decir, el cociente V_{exp}/V_{calc} fue menor que 1.0).

Figura 4.4.4 Relación de la resistencia experimental y la resistencia calculada en los especímenes con mecanismo de falla DZ-U



4.5 Falla por deslizamiento en el segmento de muro

Al igual que en la sección 4.4, para calcular la resistencia de los marcos reforzados con segmentos de muro que fallaron por deslizamiento en la base del muro, se utilizaron las especificaciones de diseño de anclas del capítulo 17 del ACI 318 (2019). Se calculó la resistencia a fuerza cortante de la conexión con las expresiones descritas anteriormente. En estos especímenes se consideró la resistencia de la conexión con la cimentación. Para el cálculo de la resistencia a fuerza cortante del acero del ancla se utilizó el valor de f_{uta} presentado en el artículo correspondiente.

En la tabla 4.5.1 se resumen los resultados de la resistencia de los especímenes que fallaron por deslizamiento. En los modelos con un muro patín (especímenes 1MP), la resistencia se obtuvo como la suma de la resistencia a fuerza cortante en la unión entre el segmento de muro y la cimentación V_j , la resistencia a la tensión diagonal de la columna adyacente V_{ca} y la resistencia a tensión diagonal de la columna libre V_{cl} (figura 4.5.1). En el espécimen con un segmento de muro aislado al centro de la crujía, la resistencia fue la suma de la resistencia a fuerza cortante en la unión entre el segmento de muro y la cimentación V_j y la resistencia a tensión diagonal de ambas columnas V_{cl} . La relación V_{exp}/V_{calc} en los tres especímenes fue entre 0.82 y 1.09 con una media de 0.92 y un coeficiente de variación de 0.13. La resistencia de la conexión fue determinada por la resistencia a fuerza cortante del concreto.

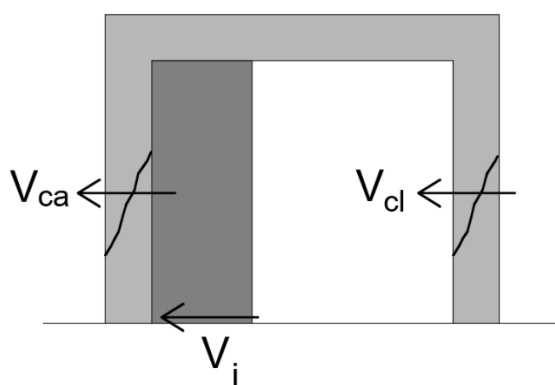


Figura 4.5.1 Resistencia de los especímenes reforzados con un muro patín con mecanismo de falla por deslizamiento del segmento de muro

Tabla 4.5.1 Resistencia de los especímenes con mecanismo de falla DZ de especímenes en la base de datos

Especímen	Clasif. ¹	V_{exp} (kN)	Anclas						Columna		Especímen	
			$\sum V_{sa}$ (kN)	N_{ag} (kN)	N_{cbg} (kN)	k_{cp}	V_{cpg} (kN)	V_j (kN)	V_{ca} (kN)	V_{cl} (kN)	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}
KAR 4	1MP	91	143.1	41.6	109.4	2	83.1	83.1	11.7	11.7	106.5	0.85
KAR 5	1MP	138	178.8	51.9	132.8	2	103.9	103.9	11.3	11.3	126.5	1.09
KAR 7	AC	87	143.1	41.6	111.3	2	83.1	83.1	-	11.8	106.7	0.82
											Media	0.92
											CV	0.13

¹1MP: un muro patín. AC: segmento de muro aislado al centro de la crujía

4.6 Resistencia a fuerza cortante de marcos reforzados con muros prefabricados

Para los especímenes conformados por marcos reforzados con segmentos de muros prefabricados ensayados por Higashi *et al.* (1980) se utilizaron las especificaciones de la Guía japonesa. En la Guía únicamente se describe el uso de esta metodología para columnas reforzadas con dos muros patín, uno a cada lado de la columna (figura 4.6.1). Sin embargo, también se utilizó para el cálculo de marcos reforzados con varios segmentos de muros conformando un muro diafragma completo y para un marco

reforzado con dos segmentos de muros colocados al centro de la crujía (especimen AC). En estos últimos dos casos se calculó la resistencia de cada segmento de muro con las ecuaciones de la Guía.

La resistencia de cada espécimen se calculó como la suma de la resistencia de las columnas y la suma de las resistencias de cada segmento de muro (ec. 4.43) (figura 4.6.2). La resistencia del segmento es el menor valor de: a) la resistencia a fuerza cortante de la diagonal equivalente Q_{T1} (ec. 4.44), b) la resistencia a fuerza cortante de la conexión con la viga superior y la cimentación Q_{T2} (Ec. 4.45) y c) la resistencia a fuerza cortante del segmento de muro Q_{T3} (Ec. 4.46). En el caso de los especímenes estudiados no se consideró la falla de la unión Q_{T2} debido a que no se presentó en los experimentos.

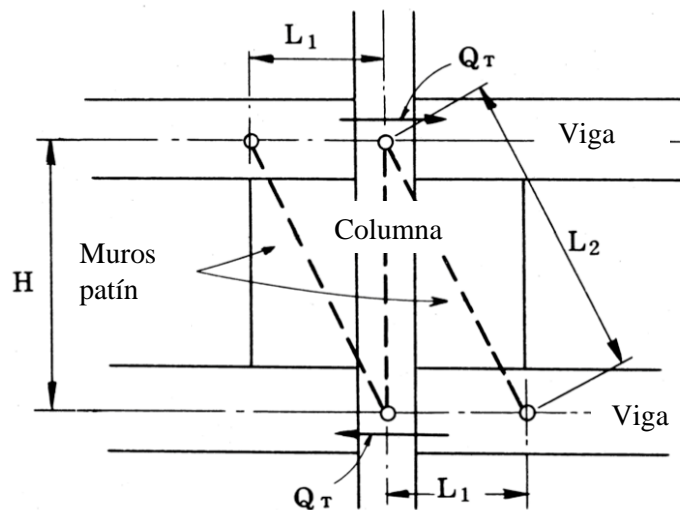


Figura 4.6.1 Diagonal equivalente en marcos reforzados con muros patín de concreto prefabricado (JBDPA 2001)

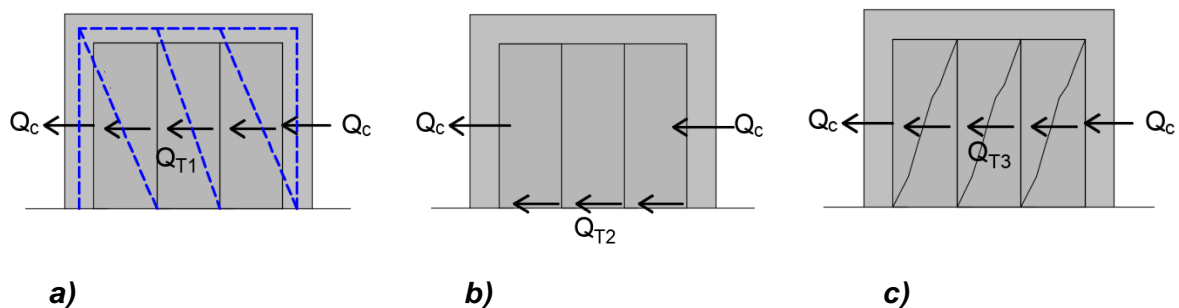


Figura 4.6.2 Cálculo de la resistencia de marcos reforzados con muros prefabricados: a) resistencia de la diagonal equivalente, b) resistencia de la conexión y c) resistencia a fuerza cortante del segmento de muro

$$Q_u = \sum Q_T + \sum Q_c \quad (4.42)$$

donde:

$$Q_t = \text{mín} (Q_{T1}, Q_{T2}, Q_{T3}) \quad (4.43)$$

$$Q_{T1} = 2\alpha_B \cdot t^2 \cdot f_c \cdot (L_1/L_2) \leq 2(N + a_g \cdot \sigma_y) \cdot (L_1/H) \quad (4.44)$$

$$Q_{T2} = Q_A + 0.25\alpha_B \cdot t^2 \cdot f_c \cdot (H/L_2) \quad (4.45)$$

$$Q_{T3} = \sum A_W (f_s + 0.5p_{sh} \cdot \sigma_{sy}) \quad (4.46)$$

- α_B = ancho efectivo de la diagonal equivalente. En la Guía se propone utilizar un $\alpha_B = 2$ en caso de no realizar un análisis detallado.
- t = espesor del segmento de muro, mm .
- N = carga axial en la columna, N .
- a_g = área del refuerzo longitudinal de la columna, mm .
- σ_y = esfuerzo de fluencia de acero de refuerzo longitudinal de la columna, mm .
- L_1 = distancia del centroide de la columna al extremo del segmento de muro, mm (figura 4.6.1). En los segmentos de muro que no se colocaron adyacentes a una columna se utilizó la longitud del segmento de muro.
- L_2 = longitud de la diagonal equivalente, mm (figura 4.6.1).
- H = altura de entrepiso, mm (figura 4.6.1)
- Q_A = fuerza cortante transmitida por las anclas en la unión con la cimentación y la viga.
- $f_c = 0.85F_{c1}$ (N/mm^2)
- F_{c1} = resistencia especificada a la compresión del concreto prefabricado del segmento de muro, N/mm^2 .
- $\sum A_W$ = suma de las áreas de la sección transversal de los segmentos de muros.
- p_{sh} = cuantía del refuerzo horizontal del segmento de muro.
- σ_{sy} = esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal del segmento de muro ($p_{sh} \leq 1.2\%$), N/mm^2 .
- f_s = esfuerzo admisible de cortante de acuerdo con el “Código y comentarios de Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado” por el Instituto de Arquitectura e Ingeniería de Japón. Se utilizó un valor de f_s para concreto ordinario con una resistencia mayor que $21 N/mm^2$ calculado con la siguiente expresión (Ec. 4.46):

$$f_s = 0.75 + 0.015 F_c \quad (4.47)$$

Para el cálculo de la resistencia de los especímenes, se calculó la resistencia de cada segmento (tabla 4.2.8) modificando la Ec. 4.44 por la Ec. 4.48:

$$Q_{T1} = \alpha_B \cdot t^2 \cdot f_c \cdot (L_1/L_2) \leq (N + a_g \cdot \sigma_y) \cdot (L_1/H) \quad (4.48)$$

La resistencia de las columnas adyacentes a cada segmento de muro se calculó con el siguiente criterio:

$$Q_c = \text{mín} (a_1 Q_{mu}, a_2 Q_{su}) \quad (4.49)$$

Donde Q_{mu} y Q_{su} es la resistencia a la flexión y a fuerza cortante de la columna calculadas con las Ecs. 4.17 y 4.18, respectivamente. Para el cálculo de la resistencia de las columnas adyacentes a cada segmento de las columnas se debe reducir la carga axial N actuando sobre la columna de acuerdo con la siguiente expresión (Ec. 4.50):

$$N = N_{sostenida} - (Q_t/2)(H/L_1) \quad (4.50)$$

La carga es de tensión ($N < 0$) se toma $N = 0$. En el caso de la resistencia de los especímenes se utilizó $N = N_{sostenida} - (Q_t)(H/L_1)$ ya que la Guía considera la colocación de dos muros patín, uno en cada lado de la columna. Los coeficientes de reducción a_1 y a_2 se toman $a_1 = 1$ y $a_2 = 0.7$.

En la tabla 4.6.1 se resumen los resultados de resistencia de los especímenes estudiados. En el artículo de Higashi no se describió de manera detallada el mecanismo de falla de los especímenes. Sin embargo, a partir de los patrones de agrietamiento y las curvas de histéresis es posible observar que dominaron los efectos de cortante (figura 4.6.2). En los especímenes HI 3 y HI 4 con muros diagrama completos conformados por tres segmentos de muro, la resistencia calculada fue más cercana a la experimental; en el caso del primer espécimen con una relación $V_{exp}/V_{calc} = 0.96$ (figura 4.6.2). La diferencia entre ambos especímenes es posible que sea por la colocación de llaves de cortante en la unión entre los segmentos verticales de muro. En el espécimen HI 6 con dos muros patín la resistencia calculada fue mayor que la resistencia experimental con una relación $V_{exp}/V_{calc} = 0.80$. En el espécimen HI 7 con dos segmentos de muros aislados al centro de la crujía no se predijo adecuadamente ($V_{exp}/V_{calc} = 0.54$). Por lo tanto, el uso de la metodología japonesa para muros patín no parece ser aplicable para segmentos de muros aislados al centro de la crujía. Por último, los especímenes HI 8 y HI 9 con muros diafragma completos conformados por cuatro segmentos de muros tuvieron una relación V_{exp}/V_{calc} de 1.13 y 0.45, respectivamente. En el espécimen HI 9 la baja resistencia del espécimen se puede explicar porque no se colocó mortero expansivo en la unión con el marco original. Esto resultó en una conexión deficiente que impidió que sistema marco – muro tuviera un comportamiento monolítico.

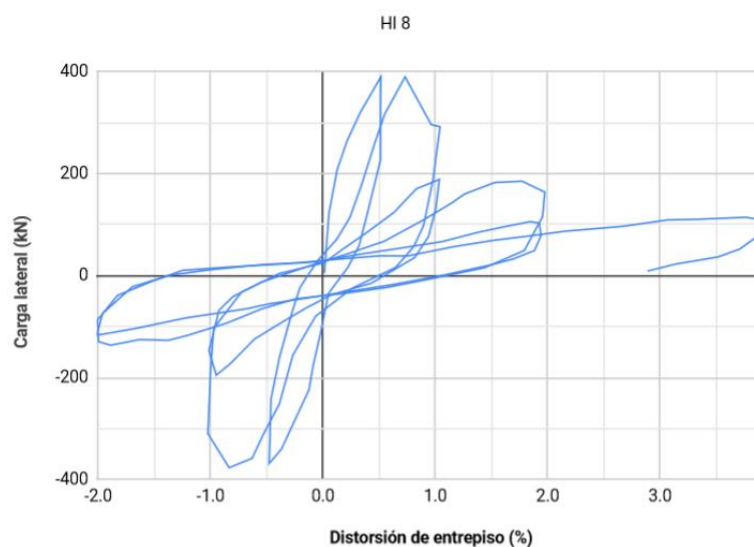


Figura 4.6.2 Curva de histéresis del espécimen HI 8 (Higashi et al., 1980)

Tabla 4.6.1 Resistencia de los especímenes reforzados con segmentos de muro de concreto prefabricado

Especímen	Clasif. ¹	Segmentos de muro	V_{exp} (kN)	$Q_{T1\ col.}^2$ (kN)	$Q_{T1\ centro}^3$ (kN)	Q_{T3} (kN)	$Q_{T\ col.}^2$ (kN)	$Q_{T\ centro}^3$ (kN)	$a_1 Q_{Mu}$ (kN)	$a_2 Q_{su}$ (kN)	V_{calc} (kN)	V_{exp}/V_{calc}
HI 3	DC	3	323.7	121.4	106.8	95.0	95.0	95.0	25.8	40.1	336.5	0.96
HI 4 ⁴	DC	3	451.3	121.4	106.8	95.0	95.0	95.0	25.8	40.1	336.5	1.34
HI 6	2MP	2	154	92.5	-	70.6	70.6	-	25.7	52.2	192.4	0.80
HI 7	AC	2	142	-	76.0	70.6	-	70.6	59.1	61.6	259.3	0.54
HI 8	DC	4	392.4	95.6	79.4	74.3	95.6	79.4	25.7	52.2	348.4	1.13
HI 9 ⁵	DC	4	157.0	95.6	79.4	74.3	74.3	74.3	25.7	52.2	348.4	0.45
											Media	0.87
											CV	0.39

¹DC: muro diafragma completo. 2MP: dos muros patín. AC: segmento de muro aislado al centro de la crujía.

²Segmento de muro adyacente a una columna

³Segmento de muro sin columna adyacente

⁴Se colocaron llaves de corte en la unión entre los segmentos de muro

⁵No se colocó mortero en unión entre los muros prefabricados y el marco original

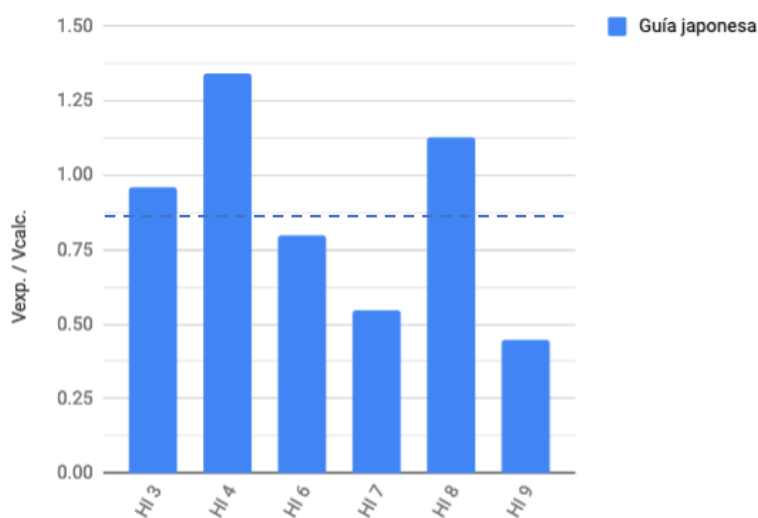


Figura 4.6.2 Relación de la resistencia experimental y la resistencia calculada de marcos reforzados con segmentos muro de concreto prefabricado

4.7 Conclusiones

A partir de los resultados obtenidos, se observó que la resistencia a flexión de marcos reforzados con muros de concreto depende de la configuración de la unión, el detallado del refuerzo del muro diafragma y del tipo de reforzamiento del traslape del refuerzo longitudinal. Con la metodología japonesa y las NTC-Concreto se obtuvieron resultados similares para el cálculo de la resistencia a flexión. Particularmente en el caso de muros sin encamisado de las columnas se recomienda utilizar un factor de reducción de 0.8. Este factor es adicional al factor de resistencia F_R . Cuando se encamisén las columnas, no es necesario ajustar con un factor de reducción. Para reforzar el traslape es posible encamisar las columnas del marco original con concreto reforzado o reforzar localmente la zona del traslape con fibras de carbono o placas de acero. El reforzamiento con fibras de carbono se puede realizar una vez colado el muro diafragma mediante el encamisado a tres caras con dos capas de fibra

de carbono de la zona del traslape abarcando parte del muro. Cuando el encamisado del traslape sea con placas de acero el encamisado de las cuatro caras de la columna en la zona del traslape se debe realizar antes del colado del muro.

En el cálculo de la resistencia a la compresión diagonal con las NTC-Concreto, se recomienda considerar únicamente la resistencia del muro o del segmento de muro cuando el marco original no se diseñó con una ductilidad adecuada. En estos casos es necesario utilizar un factor de reducción adicional. En los especímenes con un marco dúctil, considerar la resistencia del muro y la resistencia de las columnas fue conservador en todos los casos excepto en el espécimen AN 7 reforzado con dos muros patín.

En los muros con aberturas que fallaron por tensión diagonal, aunque de manera general ambas metodologías fueron conservadoras, los resultados obtenidos con las NTC-Concreto fueron más aproximados a los resultados medidos. En los muros con un segmento de muro aislado al centro de la crujía, la Guía japonesa no fue conservadora. Para marcos reforzados con esta configuración es recomendable utilizar los criterios de las NTC-Concreto. En el espécimen con un muro diafragma completo, la Guía japonesa fue más precisa, pero con las NTC-Concreto se obtuvo un resultado más conservador. De manera general, especímenes con un mecanismo de falla por tensión diagonal es recomendable el uso de las NTC-Concreto.

Cuando la falla fue por deslizamiento en la unión, con la Guía japonesa y la combinación de los criterios de las NTC-Concreto y el ACI 318, se obtuvieron resultados conservadores. Con el uso de la Guía japonesa se obtuvieron resultados más aproximados y con un menor coeficiente de variación. Con el tercer método, considerando la fricción en la interfaz y el mecanismo de dovela, se calculó la resistencia adecuadamente cuando se aumentó la rugosidad en la interfaz entre el concreto nuevo y el concreto viejo. Cuando no se preparó la superficie, los resultados no fueron conservadores.

En los especímenes que fallaron por deslizamiento en el segmento de muro, aunque con el uso de los criterios de las NTC-Concreto y el ACI 318, los resultados no siempre fueron conservadores, el uso de factores de resistencia son suficientes para calcular la resistencia de los especímenes.

Finalmente, se calculó de la resistencia a fuerza cortante de marcos reforzados con muros prefabricados a partir de los criterios de la Guía japonesa. Cuando se colocó con muro diafragma completo conformado por segmentos de muro, los cálculos de resistencia fueron adecuados menos en el espécimen en donde no se colocó mortero expansivo en la unión con el marco original. En caso de marcos con un segmento de muro aislado al centro de la crujía, no se logró calcular adecuadamente su resistencia.

5. CURVAS DE COMPORTAMIENTO

En este capítulo se presentan las curvas de comportamiento obtenidas para cada mecanismo de falla para los marcos reforzados con muros diafragma completos. En el documento ASCE 41-17 se utilizan las curvas esqueléticas para hacer análisis no lineales en la evaluación y rehabilitación de edificios existentes utilizando elementos con plasticidad concentrada. Sin embargo, no existen curvas de comportamiento para marcos de concreto reforzados con muros diafragma de concreto. El objetivo de este capítulo es contribuir al estudio del análisis no lineal de edificios con esta técnica de reforzamiento. Las curvas de comportamiento se elaboraron, a partir de las curvas de histéresis reportadas en los artículos, para su aplicación en la rehabilitación sísmica basada en desempeño.

5.1 Procedimiento

Inicialmente se digitalizaron las curvas de histéresis reportadas en los artículos con la aplicación Web Plot Digitalizer 4.5 (Rohatghi, 2021). A partir de las figuras reportadas en los artículos, se marcaron con puntos las curvas envolventes. Finalmente, se extrajeron las coordenadas de los puntos para poder graficar en Excel las curvas de histéresis. Se obtuvo la envolvente de los ciclos de carga en la dirección positiva (figura 5.1.1) uniéndose los puntos de los desplazamientos máximos de cada ciclo. La envolvente se obtuvo uniéndose los puntos a máxima carga en un ciclo a de acuerdo con lo establecido en el capítulo 7.6 del ASCE 41-17. Para este procedimiento también se utilizó la aplicación Web Plot Digitalizer (Rohatghi, 2021). Se agruparon las envolventes de acuerdo con el mecanismo de falla y la configuración del espécimen. A partir de las curvas envolventes se obtuvo una curva promedio. Finalmente, a partir de la curva promedio de las envolventes se aproximó la curva de comportamiento. En la gran mayoría de los casos no fue posible determinar la totalidad de la curva de comportamiento debido a que no siempre se estudió el comportamiento a grandes deformaciones, más allá de la resistencia del espécimen. Adicionalmente fue importante considerar las diferentes variables del marco original, el detallado del muro y la unión entre ambos elementos para poder agrupar las envolventes y elaborar la curva de comportamiento.

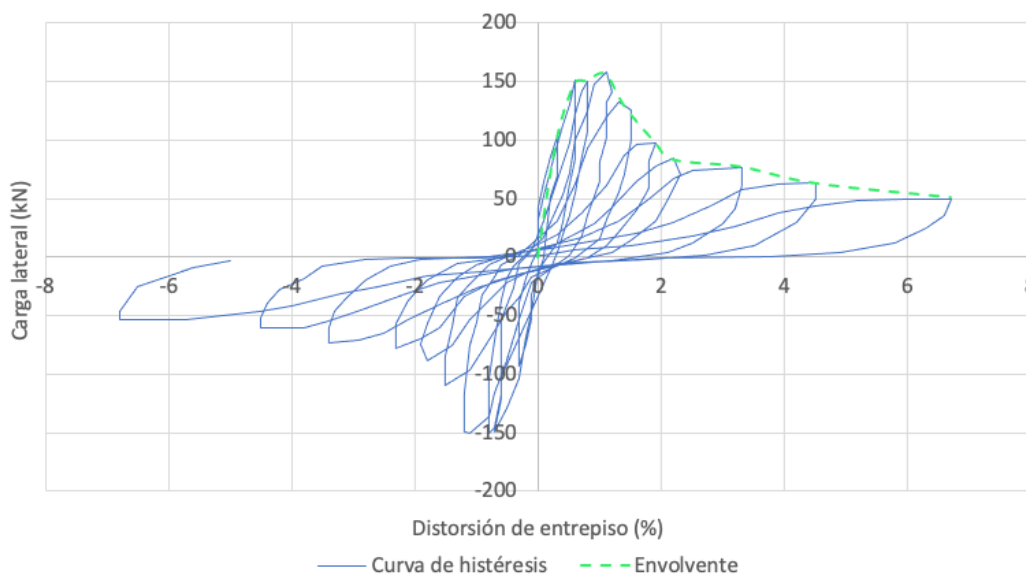


Figura 5.1.1 Curvas de histéresis y envolvente del espécimen AN 7

5.2 Especificaciones del ACI 369

Para el análisis de muros diafragma de concreto, en el documento ACI 369 (2022) se establece que se debe considerar la rigidez y resistencia relativa del marco original y el muro diafragma. El marco original y el muro diafragma se pueden modelar como un muro de cortante con patines si las deformaciones laterales son bajas y el marco es relativamente flexible. Si las condiciones del marco reforzado son diferentes a las anteriores, el ACI 369 permite modelar el muro diafragma a partir del método de la diagonal equivalente utilizado en muros diafragma de mampostería. Para la elaboración de las curvas esqueleto de los especímenes estudiados se utilizó el primer enfoque considerando un comportamiento similar a un muro con patines. A continuación, se describen las especificaciones de diseño de muros de concreto establecidas en el ACI 369.

Para el cálculo de la rigidez efectiva se permite el uso de las tablas 5.2.1 y 5.2.2. Se considera que un muro está agrietado si se supera el momento de agrietamiento o si el esfuerzo cortante en la sección es mayor que $2\sqrt{f_{CE}'}$ en psi ($0.17\sqrt{f_{CE}'}$, en MPa). Adicionalmente, para fines de análisis, es posible considerar que cualquier muro se ha agrietado. El comportamiento dominante del muro se define con la tabla 5.2.3 clasificando el comportamiento final en cortante, fricción-cortante y flexión. En los muros con una relación entre la altura y la longitud menor que 1.0 el comportamiento estará dominando por el cortante.

Tabla 5.2.1. Rigidez efectiva de los muros de concreto para un análisis no lineal (ACI 369, 2022)

Clasificación del muro	Rigidez axial	Rigidez a flexión	Rigidez a cortante
Sin agrietamiento sujetos a compresión por cargas gravitacionales $\geq 0.3A_g f_{CE}'$	$1.0E_{cE}A_g$	$1.0E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$
Sin agrietamiento sujetos a compresión por cargas gravitacionales $\leq 0.05A_g f_{CE}'$ o sujetos a tensión	$1.0E_{cE}A_g$	$0.5E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$
Agrietado	$1.0E_{cE}A_g$ (compresión) $1.0E_s A_s$ (tensión)	$0.25E_{cE}I_g$	$0.15E_{cE}A_w$

A_g = área gruesa de la sección transversal del muro.

f_{CE}' = resistencia esperada a la compresión del concreto.

E_{cE} = módulo de elasticidad del concreto obtenido con las propiedades esperadas del concreto.

E_s = módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

A_s = área de acero refuerzo a tensión

I_g = momento de inercia de la sección transversal del muro respecto a su eje centroidal sin considerar el acero de refuerzo

$A_w = b_w d$

b_w = espesor del alma del muro

d = distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero a tensión.

Tabla 5.2.2. Valores alternativos de rigidez efectiva para muros de cortante de concreto agrietados (ACI 369, 2022)

$\frac{N_{UG}}{A_g f_c'}$	ρ_{lb}	Rigidez a flexión
≤ 0.05	≤ 0.01	$0.20 E_{cE} I_g$
	≥ 0.03	$0.30 E_{cE} I_g$
≥ 0.50	≤ 0.01	$0.90 E_{cE} I_g$
	≥ 0.03	$1.00 E_{cE} I_g$

N_{UG} = carga axial de diseño

ρ_{lb} = cociente entre el área del refuerzo longitudinal y el área gruesa transversal del elemento de borde. Se permite utilizar un valor de 0.02.

Tabla 5.2.3. Clasificación del comportamiento dominante del muro (ACI 369, 2022)

Criterio		Comportamiento esperado
$V_{CE}/(\omega_v V_{MCultE}) < 1.0$	$V_{Cydwalle}/V_{Cyfwalle} \leq 1.0$	Cortante
	$V_{Cydwalle}/V_{Cyfwalle} > 1.0$	Fricción-cortante
$V_{CE}/(\omega_v V_{MCultE}) \geq 1.0$		Flexión

V_{CE} = menor valor de $V_{Cydwalle}$ y $V_{Cyfwalle}$.

ω_v = factor de amplificación dinámica para evaluar la demanda máxima de cortante.

V_{MCultE} = demanda máxima de cortante ($V_{MCultE} = \frac{M_{CultE}}{M_{UD}} V_{UD}$).

M_{CultE} = resistencia a flexión máxima esperada.

M_{UD} = momento de diseño considerando los criterios de la ecuación 7-34 del ASCE 41.

V_{UD} = fuerza cortante de diseño considerando los criterios de la ecuación 7-34 del ASCE 41.

$V_{Cydwalle}$ = resistencia a cortante del muro utilizando propiedades esperadas de los materiales.

$V_{Cyfwalle}$ = resistencia a fricción cortante del muro considerando la transferencia de cortante a través de cualquier sección del muro utilizando propiedades esperadas de los materiales.

En la figura 5.2.1 se muestra la curva de comportamiento generalizada para elementos de concreto según el ACI 369. En la curva se describe un comportamiento lineal entre los puntos A y B. En el punto B inicia la fluencia del refuerzo. Posteriormente hay un aumento de la resistencia entre los puntos B y C debido al endurecimiento del refuerzo con una reducción de la rigidez. La ordenada del punto C es la resistencia del elemento y marca el inicio de la caída de la resistencia lateral del elemento. Finalmente, el elemento pierde totalmente su capacidad de resistir cargas gravitacionales en el punto E. Se ha observado que considerar la rápida degradación de la resistencia entre los puntos C y D puede provocar una sobrestimación de las distorsiones de entrepiso. Por lo tanto, se propone que en caso de no contar con datos experimentales que corroboren la degradación de resistencia entre los puntos C y D, se utilice una transición lineal entre los puntos C y E.

En los muros de concreto cuyo comportamiento está controlado por la flexión, el eje de las abscisas se sustituye por la rotación en la región de la articulación plástica (figura 5.2.2) en donde l_p es la longitud de la articulación plástica. Este último valor se define como el menor valor de 0.5 veces la longitud del muro y la altura de entrepiso. La ordenada del punto B corresponde a la resistencia de fluencia del muro M_{Cy} calculada con el esfuerzo esperado de fluencia f_{yE} . Experimentalmente este punto corresponde a la fluencia de la mayor parte del refuerzo longitudinal del muro provocando una degradación rápida de la rigidez (Abdullah, 2019). En el ACI 369 se permite obtener el valor del esfuerzo esperado de fluencia del acero de refuerzo con métodos experimentales o multiplicando el esfuerzo especificado de fluencia f_y por un factor de 1.1. La abscisa del punto B corresponde a la rotación de fluencia de la articulación plástica θ_{yhE} y se calcula con la Ec. 5.1.

$$\theta_{yhE} = \left(\frac{M_{CyGE}}{E_{cE} I_{eff}} \right) l_p \quad (5.1)$$

donde:

M_{CyGE} = resistencia de fluencia M_{Cy} calculado con la carga axial de diseño N_{UG} y las propiedades esperadas de los materiales.

M_{Cy} = resistencia de fluencia del muro calculado con las especificaciones del capítulo 22 del ACI 318 sin un factor de resistencia.

$E_{cE} I_{eff}$ = rigidez efectiva del muro.

La ordenada del punto C corresponde a la resistencia inelástica máxima a flexión del muro M_{Cult} . Para calcular esta resistencia se proponen tres opciones considerando el efecto del endurecimiento del refuerzo: multiplicar el esfuerzo esperado a la fluencia f_{yE} por un factor de 1.15, considerar que la

resistencia del muro M_{Cult} es igual a 1.15 veces la resistencia de fluencia del muro M_{Cy} (ordenada del punto B) o utilizar datos experimentales de la curva esfuerzo-deformación del refuerzo. Para la obtención de los parámetros de modelación no lineal, en el ACI 369 se hace la distinción entre dos tipos de muros de acuerdo con el cumplimiento de los requisitos establecidos en la sección 7.3.2 del ACI 369. En la tabla 5.2.4 se resumen los parámetros para muros que no cumplen con la totalidad de estos requisitos.

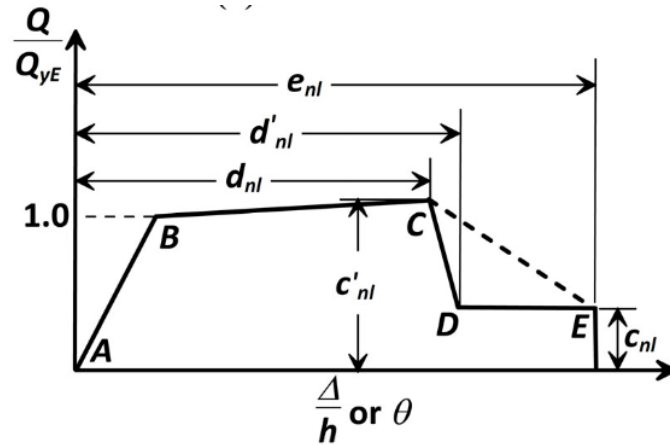


Figura 5.2.1 Curva de comportamiento generalizada para elementos de concreto (ACI 369, 2022)

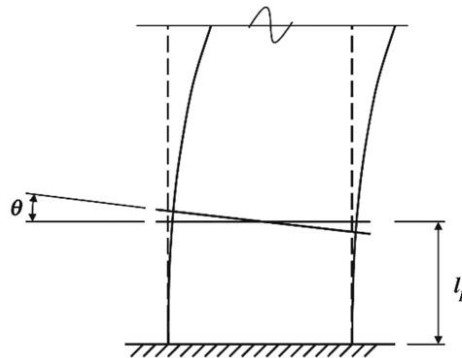


Figura 5.2.2 Rotación en la articulación plástica en un muro de concreto (ACI 369, 2022)

Tabla 5.2.4 Parámetros para la modelación no lineal de muros de concreto reforzado que no cumplen con los requisitos del inciso 7.3.2 del ACI 369 (ACI 369, 2022)

Condiciones		d_{nl}			
$\frac{l_w c_{DE}}{b_s^2}$	Detallado	0.024			
≤ 10	$\frac{A_{sh, proporcionado}}{A_{sh, requerido}} \geq 0.5$ y $\frac{s}{d_b} \leq 9$	0.019			
	$\frac{A_{sh, proporcionado}}{A_{sh, requerido}} < 0.2$ y $\frac{s}{d_b} > 15$	0.010			
≥ 60	$\frac{A_{sh, proporcionado}}{A_{sh, requerido}} \geq 0.5$ y $\frac{s}{d_b} \leq 9$	0.010			
	$\frac{A_{sh, proporcionado}}{A_{sh, requerido}} < 0.2$ y $\frac{s}{d_b} > 15$	0.008			
Condiciones		c_{nl}	c'_{nl}	d'_{nl}	e_{nl}
$\frac{l_w c_{DE}}{b_s^2}$	$\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}}$				
≤ 10	≤ 0.10	0.4	1.15	0.032	0.035
	≥ 0.20	0.1		0.020	0.021
≥ 60	≤ 0.10	0.0		0.015	0.015
	≥ 0.20	0.0		0.010	0.010

l_w = longitud del muro.

c_{DE} = profundidad del eje neutro a compresión.

b_s = ancho del muro en la zona a compresión.

$A_{sh, proporcionado}$ = área de refuerzo transversal en el elemento de borde del muro comprendido en una distancia s .

$A_{sh, requerido}$ = área de refuerzo transversal en el elemento de borde calculada con la Ec. 7.3.2c del ACI 369.

d_b = diámetro de la menor barra de refuerzo longitud del elemento de borde.

N_{UD} = carga axial de diseño

A_g = área gruesa de la sección transversal del muro.

f'_{cE} = resistencia esperada a la compresión del concreto.

Para muros de concreto con un comportamiento inelástico controlado por cortante, el ACI 369 permite el uso de una curva de comportamiento trilineal a la resistencia (figura 5.2.3). Esta curva es importante particularmente para muros robustos en donde las deformaciones por cortante son significativas y el modo de falla, por tanto, es dominado por la fuerza cortante. La pendiente entre los puntos A y F corresponde a la rigidez efectiva del muro. El punto F de la curva se define como la distorsión de entrepiso en el agrietamiento por cortante del muro. El cortante de agrietamiento se toma el 60% de la resistencia del espécimen (tabla 5.2.5). La ordenada de los puntos B y C corresponde a la resistencia del muro $V_{Cydwall}$ calculada con las especificaciones del capítulo 18.10.4 del ACI 318. Al igual que en el caso de elementos controlados por la flexión, en caso de no contar con datos experimentales se debe utilizar la degradación lineal entre los puntos C y E marcada con una línea punteada. En el ACI 369 se divide el comportamiento no lineal de muros controlados por cortante en dos categorías: muros con una baja demanda de carga axial y muros con una carga axial significativa. Esta clasificación obedece a la reducción de la capacidad de deformación cuando la demanda de carga axial es significativa (Elwood *et al.*, 2007).

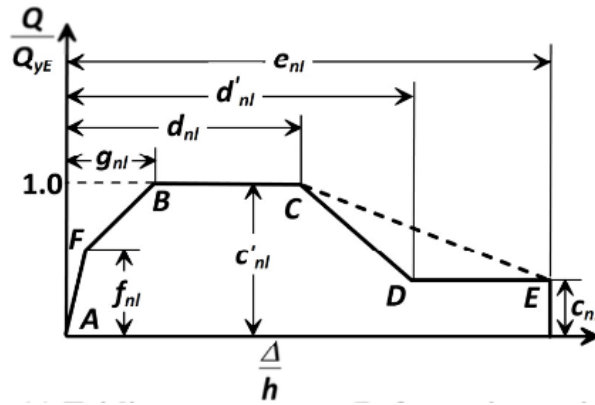


Figura 5.2.3 Curva de comportamiento trilineal (ACI 369, 2022)

Tabla 5.2.5 Parámetros para la modelación no lineal de muros de concreto reforzado controlados por cortante (ACI 369)

Condiciones	Distorsión de entrepiso (%)			Relación de la resistencia	
	d_{nl}	e_{nl}	g_{nl}	c_{nl}	f_{nl}
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.2	0.6
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + N_{UD}}{A_g f'_{cE}} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6

A_s = área de acero a tensión.
 A'_s = área de acero a compresión.
 f_{yE} = esfuerzo de fluencia esperado de acero de refuerzo.
 N_{UD} = carga axial de diseño.
 A_g = área bruta de la sección del muro.
 f'_{cE} = resistencia a la compresión axial esperada del concreto.

5.3 Especímenes estudiados

Se estudió el comportamiento no lineal de los marcos reforzados con muros diafragma completos cuyos resultados se explican en el capítulo 2. Para la elaboración de las curvas de comportamiento fue necesario categorizar los especímenes de acuerdo con su mecanismo de falla y su configuración (traslape del refuerzo longitudinal, ductilidad del marco original, conexión con el marco original, etc.). Debido a la gran variabilidad de los mecanismos de falla y las configuraciones en algunos casos, únicamente se utilizó un espécimen para la elaboración de la curva de comportamiento. Por tanto, las curvas deben considerarse como indicativas. En la tabla 5.2.6 se resumen los especímenes utilizados de acuerdo con el mecanismo de falla.

Tabla 5.2.6 Curvas de comportamiento por mecanismo de falla y especímenes estudiados

Mecanismo de falla	Número de especímenes	Especímenes
Flexión – cortante por deslizamiento	4	SO 2, SO 4, SO 6 y SO 10
Compresión diagonal	2	KAR 2 y AN 3
Tensión diagonal en columnas	1	TE 4
Deslizamiento en la unión	7	HA 5, HA 6, PA 4, PA 5, PA 7, MO 1 y MO 3

5.4 Flexión – cortante por deslizamiento

Para este mecanismo de falla se utilizaron cuatro especímenes ensayados por Sonuvar *et al.* (2004). En los especímenes se aplicó carga axial en las columnas del marco original con una relación entre la carga y la resistencia a carga axial $P/f_c A_g$ de entre 0.12 y 0.23. Antes del reforzamiento, el marco original se ensayó hasta alcanzar un daño moderado. Aunque en los especímenes de los ensayos de Altin *et al.* (1992) se observaron mecanismos de fallas similares, no se incluyeron sus envolventes debido a que únicamente se reportó en el artículo el desplazamiento del espécimen en el segundo nivel. Debido a esto, no fue posible obtener la distorsión de entrepiso en el primer nivel. La curva de comportamiento se obtuvo trazando una secante cruzando la curva envolvente en el punto $0.6V_{máx}$ (figura 5.4.1). Posteriormente se trazó una recta vertical en la intersección entre la secante y la recta horizontal que pasa por $V_{máx}$. En la intersección entre esta recta vertical y la curva envolvente se definió el punto B de la curva de comportamiento.

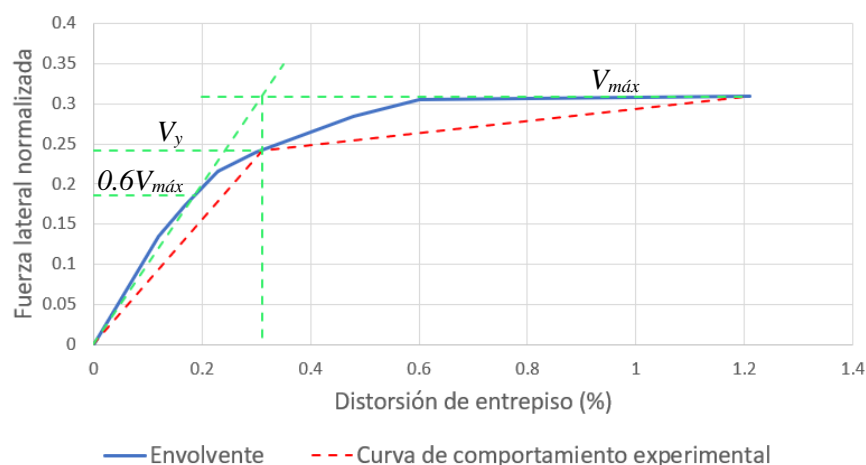


Figura 5.4.1 Obtención del punto B de la curva de comportamiento

En los ensayos de Sonuvar *et al.* (2004) se estudió el efecto del traslape del refuerzo longitudinal de las columnas, así como diferentes técnicas de reforzamiento local del traslape. Debido a que cada espécimen consistió en un marco con una configuración diferente se obtuvo una curva de comportamiento de cada espécimen (figuras 5.4.2 a 5.4.5). Cada envolvente se aproximó a una curva similar a la curva de comportamiento trilineal del ACI 369 (figura 5.2.1). Las curvas se normalizaron con la resistencia de fluencia del muro M_{Cy} (ordenada del punto B) de la curva de comportamiento

experimental. Se utilizó la distorsión de entrepiso en el primer nivel en el eje de las abscisas en lugar de la rotación en la articulación plástica. Debido a que los especímenes únicamente se ensayaron hasta alcanzar su resistencia no fue posible determinar los parámetros de la curva de comportamiento asociados con la degradación de la resistencia (puntos D y E en la figura 5.2.3).

En la tabla 5.3.1 se resumen los parámetros obtenidos de las curvas de comportamiento. En la figura de la curva de histéresis del espécimen SO 6 incluida en el artículo se recortó el último ciclo de carga. Este último ciclo se eliminó de la envolvente del espécimen. Por lo tanto, es posible que el valor d_{nl} indicado en la tabla 5.4.1 subestime la deformabilidad real del espécimen. El espécimen SO 2, sin traslape del refuerzo vertical de las columnas, fue ensayado hasta una distorsión de entrepiso de 1.79% sin una degradación significativa indicando que fue el espécimen con la mayor capacidad de deformación. El aumento de la resistencia debido al endurecimiento de refuerzo de los cuatro especímenes fue entre 1.10 y 1.39 veces la carga lateral en el inicio de la fluencia del refuerzo del espécimen.

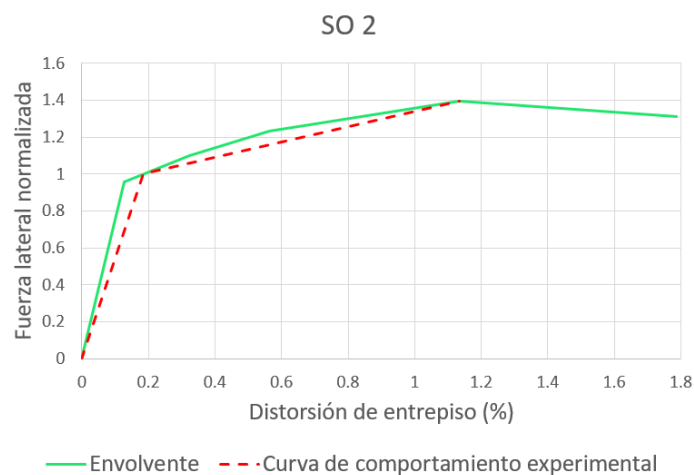


Figura 5.4.2 Envolvente y curva de comportamiento del espécimen SO 2 con mecanismo de falla FL-DZ

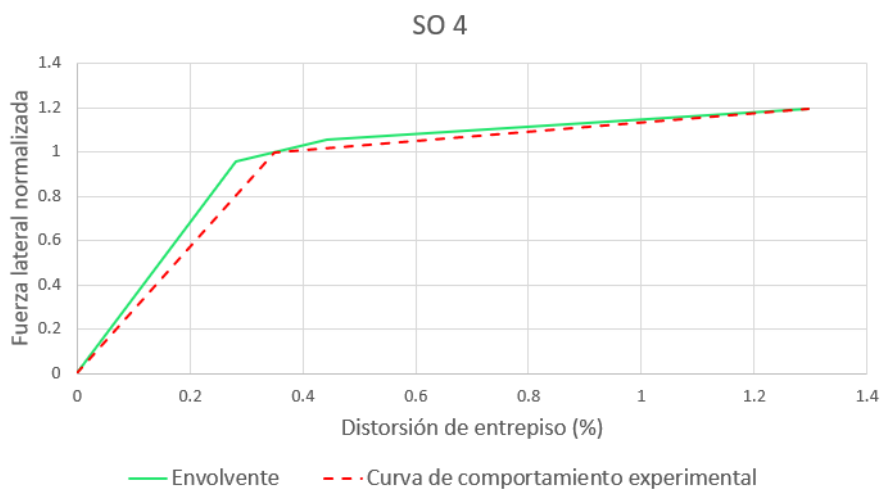


Figura 5.4.3 Envolvente y curva de comportamiento del espécimen SO 4 con mecanismo de falla FL-DZ

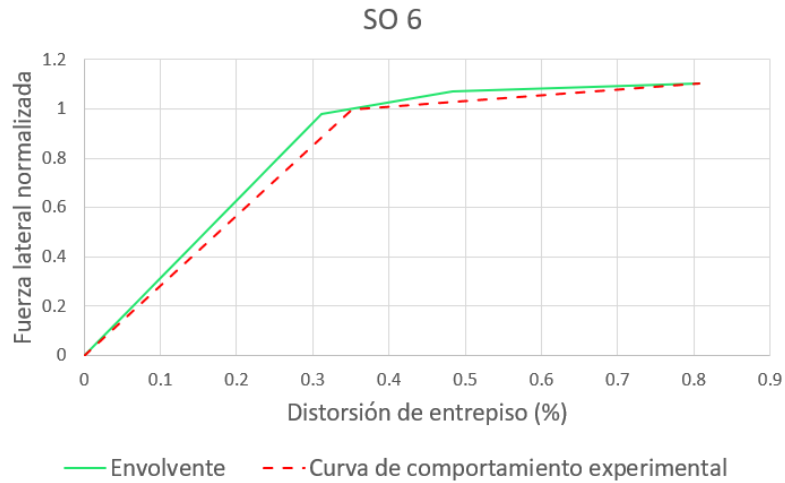


Figura 5.4.4 Envoltente y curva de comportamiento del espécimen SO 6 con mecanismo de falla FL-DZ

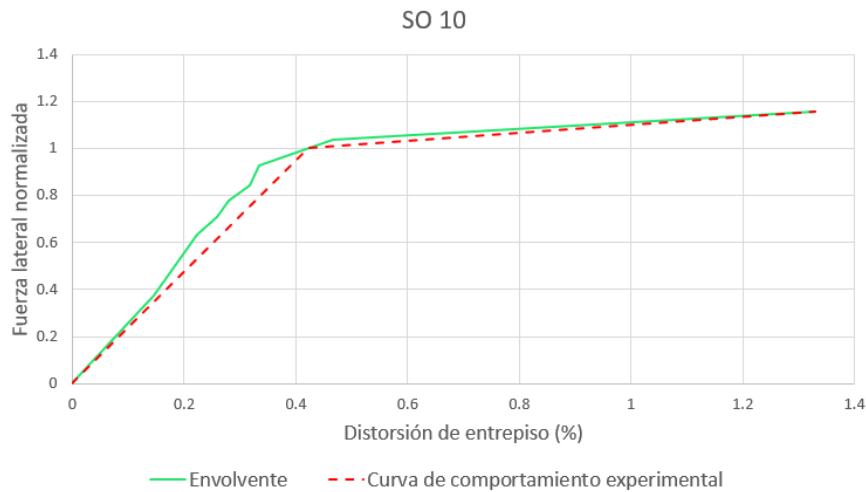


Figura 5.4.5 Envoltente y curva de comportamiento del espécimen SO 10 con mecanismo de falla FL-DZ

Tabla 5.4.1 Parámetros de modelación no lineal de marcos reforzado con muros diafragma de concreto con mecanismo de falla por flexión – cortante por deslizamiento

Especímen	Detalle	Distorsión de entrepiso (%)				Relación de la resistencia	
		d_{nl}	d'_{nl}	e_{nl}	Δ_B/h	c_{nl}	c'_{nl}
SO 2	Sin traslape	1.13	-	-	0.18	-	1.39
SO 4	Encamisado del traslape con placas de acero	1.29	-	-	0.35	-	1.19
SO 6	Refuerzo vertical adicional con estribos en los bordes del muro diafragma	0.81	-	-	0.35	-	1.10
SO 10	Elemento del borde en el muro diafragma	1.33	-	-	0.42	-	1.15
	Promedio	1.14	-	-	0.32	-	1.21
	CV	0.21	-	-	0.31	-	0.11

Con el objetivo de comparar las curvas obtenidas experimentalmente, se obtuvieron las curvas de diseño de acuerdo con el ACI 369 (2022) suponiendo un muro monolítico con elementos de borde. Se utilizó la rigidez efectiva calculada con la tabla 5.2.1 considerando un muro agrietado y el módulo de elasticidad del concreto de las columnas adyacentes. La resistencia a la fluencia M_{Cy} se supuso equivalente a la resistencia nominal calculada en el capítulo 4. La resistencia inelástica máxima a flexión del muro M_{Cult} se obtuvo multiplicando la resistencia a la fluencia M_{Cy} por un factor de 1.15.

A partir de los valores de la rotación de la articulación plástica obtenidos con el ACI, se obtuvieron los desplazamientos correspondientes en el primer nivel para obtener las distorsiones de entrepiso en el primer nivel y comparar los parámetros del ACI con los valores experimentales. Los desplazamientos se obtuvieron con el modelo propuesto por Priestley *et al.* (1996) (Figura 5.4.5).

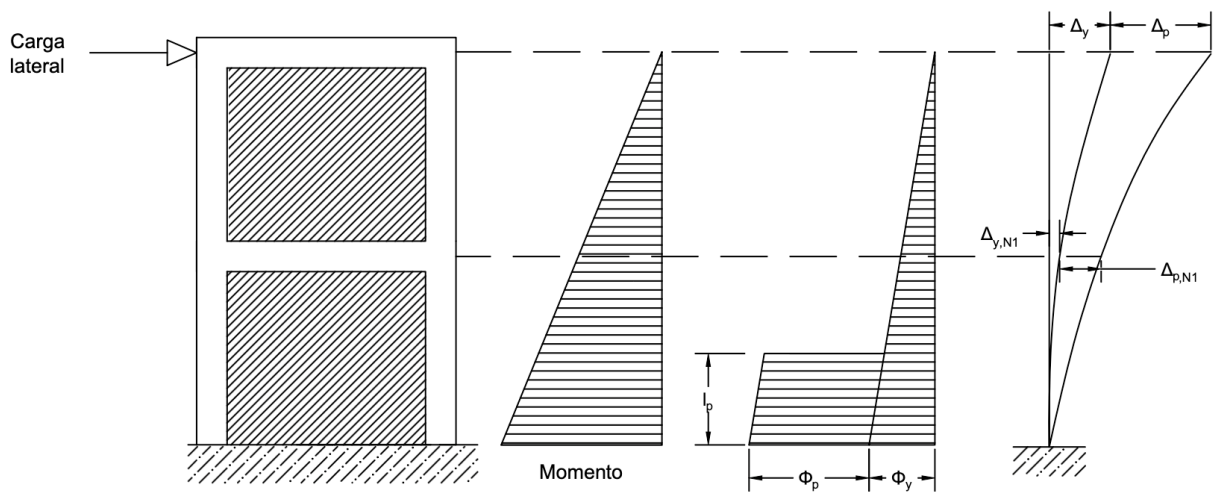


Figura 5.4.5 Desplazamiento lateral del marco reforzado con el modelo de Priestley *et al.* (1996)

Con este modelo el desplazamiento inelástico se obtiene el desplazamiento total a partir de la suma del desplazamiento Δ_y a la resistencia a la fluencia M_{Cy} y el desplazamiento inelástico Δ_p a la resistencia inelástica máxima a flexión del muro M_{Cult} . Para obtener el desplazamiento $\Delta_{y,N1}$ en el primer nivel se utilizó el teorema momento-área que permite obtener las rotaciones y los desplazamientos a partir del diagrama de curvatura. La curvatura en la base del muro ϕ_y se calculó con la Ec. 5.2.

$$\phi_y = \frac{M_{Cy}GE}{E_c E I_{eff}} \quad (5.2)$$

El desplazamiento $\Delta_{p,N1}$ en el primer nivel se calculó con la Ec. 5.3 obtenida a partir de adaptar la ecuación propuesta por Priestley *et al.* (1996). Esta ecuación considera el desplazamiento elástico adicional debido al aumento del momento de M_{Cy} a M_{Cult} .

$$\Delta_{p,N1} = \left(\frac{M_{Cult}}{M_{Cy}} - 1 \right) \Delta_{y,N1} + l_p \phi_p (H - 0.5l_p) \quad (5.3)$$

donde:

$$\phi_p = \theta_p / l_p$$

$$\theta_p = \theta_{dnl} - \theta_{yhE}$$

θ_{dnl} = rotación en la articulación plástica en el punto C obtenida con la tabla 5.2.4.

θ_{yhE} = rotación en la articulación plástica en el punto B obtenida con la Ec 5.1.

H = altura del primer nivel.

En las figuras 5.4.6 a 5.4.9 se graficó la curva de comportamiento obtenida experimentalmente y la curva obtenida con los parámetros del ACI 369. Las curvas se normalizaron con la resistencia experimental de fluencia del muro M_{Cy} (ordenada del punto B). Este valor se obtuvo de la curva envolvente experimental. En todos los especímenes, el marco original se ensayó hasta alcanzar un daño moderado antes de la adición del muro diafragma. Esta variable podría explicar en parte las diferencias entre las curvas obtenidas con los parámetros del ACI 369 y las curvas experimentales. En la tabla 5.4.1 se resumen los parámetros de análisis no lineal obtenidos analíticamente. Comparando la curva calculada con la curva experimental, se puede observar que el espécimen SO 2 tiene un comportamiento similar al comportamiento esperado. Aunque la resistencia a la fluencia M_{Cy} fue menor en el experimento, las distorsiones de entrepiso son similares. Este caso corresponde a un marco reforzado sin traslape del refuerzo longitudinal en las columnas. A partir de estos resultados se podría esperar que los parámetros de modelación no lineal establecidos en el ACI para muros de concreto controlados por flexión podrían predecir el comportamiento de un marco reforzado con un muro diafragma siempre que no exista un traslape del refuerzo longitudinal en las columnas. Sin embargo, es necesario estudiar experimentalmente con más profundidad el comportamiento inelástico de este tipo de especímenes. En la tabla 5.4.2 se resumen los cocientes de cada parámetro experimental y cada parámetro obtenido con el ACI 369. Se puede observar que en los especímenes SO 4, SO 6 y SO 10, las diferencias de los parámetros del ACI 369 son significativas con lo observado experimentalmente. Las diferencias entre las curvas de los especímenes SO 4, SO 6 y SO 10 se pueden deber al daño previo del marco original antes de la adición del muro diafragma, así como al comportamiento del traslape del refuerzo longitudinal en las columnas.

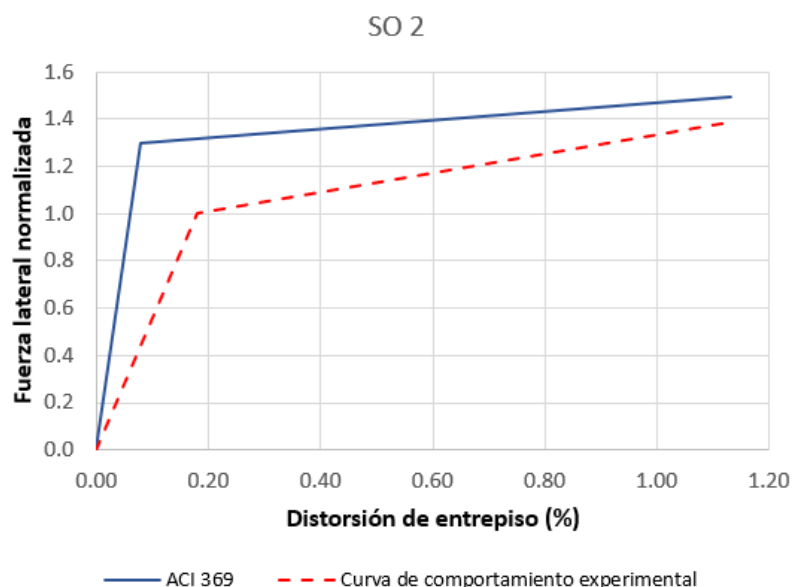


Figura 5.4.6 Comparación de las curvas de comportamiento del espécimen SO 2

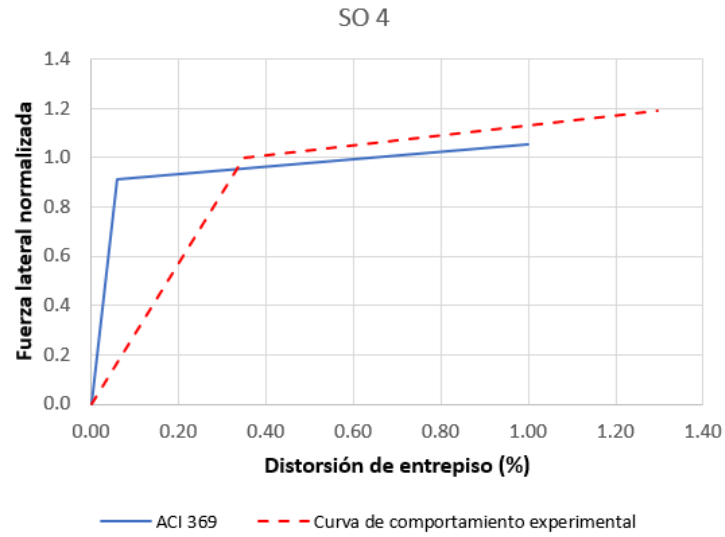


Figura 5.4.7 Comparación de las curvas de comportamiento del espécimen SO 4

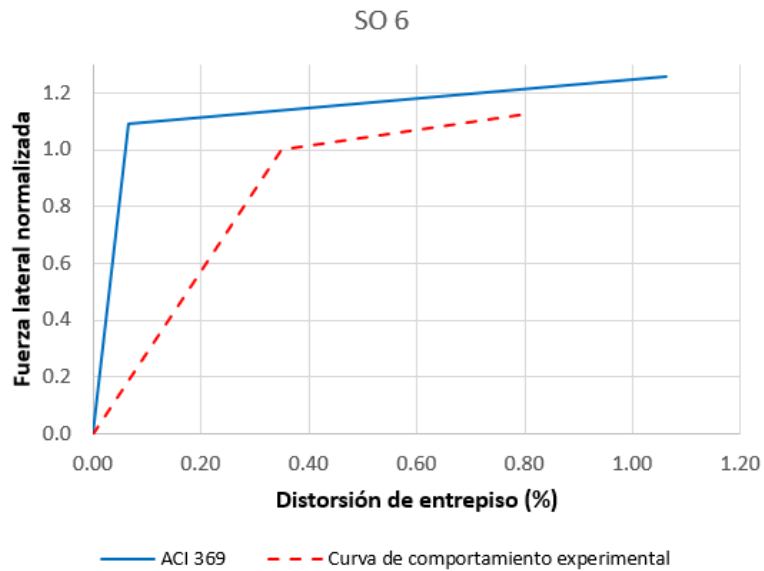


Figura 5.4.8 Comparación de las curvas de comportamiento del espécimen SO 6

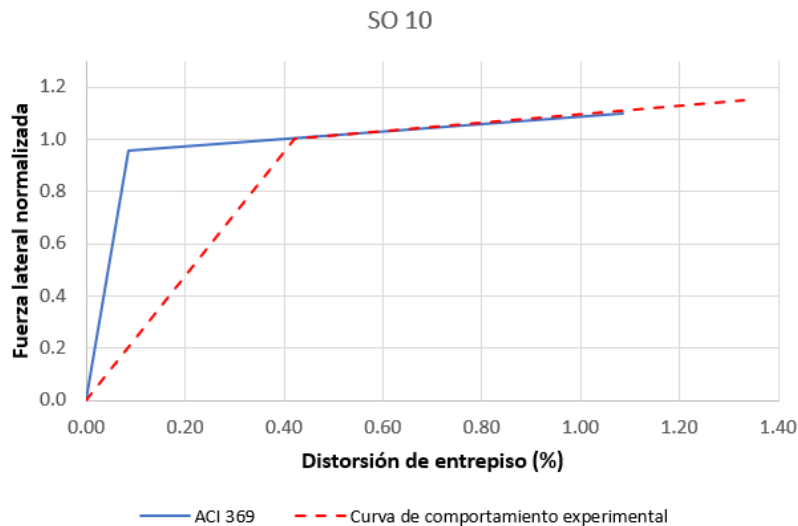


Figura 5.4.9 Comparación de las curvas de comportamiento del espécimen SO 10

Tabla 5.4.1 Parámetros de modelación no lineal de marcos reforzado con muros diafragma de concreto con mecanismo de falla por flexión – cortante por deslizamiento obtenidos con el ACI 369 (2022)

Espécimen	Detalle	Daño previo a la colocación del muro	Distorsión de entrepiso (%)				Relación de la resistencia	
			d_{nl}	d'_{nl}	e_{nl}	Δ_B/h	c_{nl}	c'_{nl}
SO 2	Sin traslape	Sí	1.13	-	-	0.08	-	1.15
SO 4	Encamisado del traslape con placas de acero	Sí	1.00	-	-	0.06	-	1.15
SO 6	Refuerzo vertical adicional con estribos en los bordes del muro diafragma	Sí	1.06	-	-	0.06	-	1.15
SO 10	Elemento del borde en el muro diafragma	Sí	1.08	-	-	0.09	-	1.15

Tabla 5.4.2 Cociente de los parámetros de modelación no lineal

Espécimen	$d_{nl,exp}/d_{nl,ACI}$	$(\Delta_B/h)_{exp}/(\Delta_B/h)_{ACI}$
SO 2	1.00	2.25
SO 4	1.29	5.83
SO 6	0.76	5.83
SO 10	1.23	4.67

5.5 Compresión diagonal

Para la elaboración de la curva de comportamiento para muro con falla por compresión diagonal se utilizaron las curvas envolventes de los especímenes AN 3 y KAR 3. Estos son los únicos especímenes con muros diafragma completos con este mecanismo de falla en la base de datos. En las figuras 5.5.1 y 5.5.3 se muestran las envolventes y las curvas de comportamiento aproximadas de los especímenes AN 3 y KAR 2, respectivamente. En las figuras 5.5.2 y 5.5.4 se graficó la curva de comportamiento obtenida con los parámetros del ACI 369 para muro controlados por cortante con baja demanda de carga axial. Para estas curvas se utilizó la resistencia calculada en el capítulo 4. Ambos especímenes se diseñaron con dimensiones similares, sin embargo, en el espécimen KAR 3 el marco original consistió en un marco con baja ductilidad. En ambos especímenes no se aplicó carga axial en las columnas. Debido a esto último, en el espécimen AN 3 no se determinó el parámetro e_{nl} correspondiente al punto de la curva donde el elemento pierde totalmente su capacidad de resistir cargas gravitacionales. En la tabla 5.5.1 se resumen los parámetros de modelación no lineal obtenidas a partir de los resultados experimentales. A partir del promedio de ambas curvas de comportamiento el cortante de agrietamiento fue 58% de la resistencia del espécimen. La resistencia se alcanzó a una distorsión de entrepiso de 0.62% y el inicio de la degradación se aproximó con una distorsión de 1%. En la tabla 5.5.2 se resumen los parámetros de modelación no lineal obtenidos con el ACI 369. Se obtuvo el cociente de cada parámetro obtenido experimentalmente y su respectivo valor obtenido con el ACI 369 (tabla 5.5.3). Con los valores de esta tabla es posible ajustar los valores del ACI 369 de acuerdo con la ductilidad del marco original.

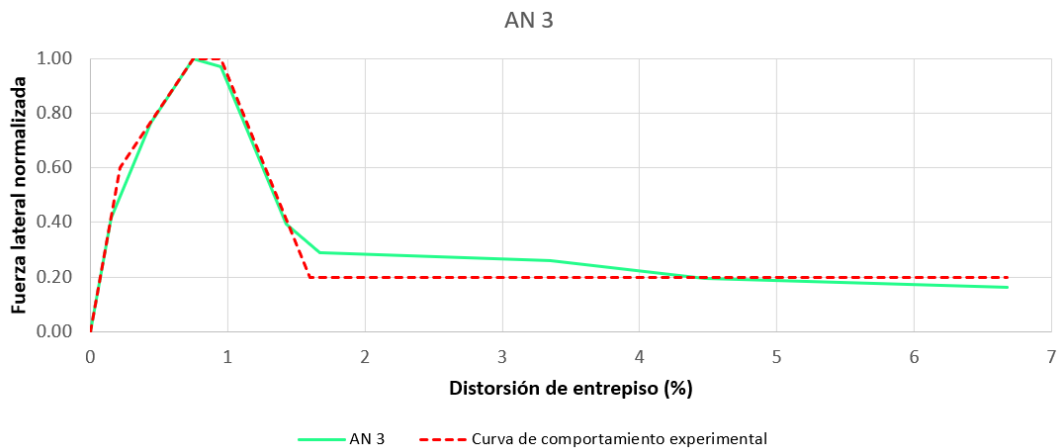


Figura 5.5.1 Curva de comportamiento del espécimen AN 3

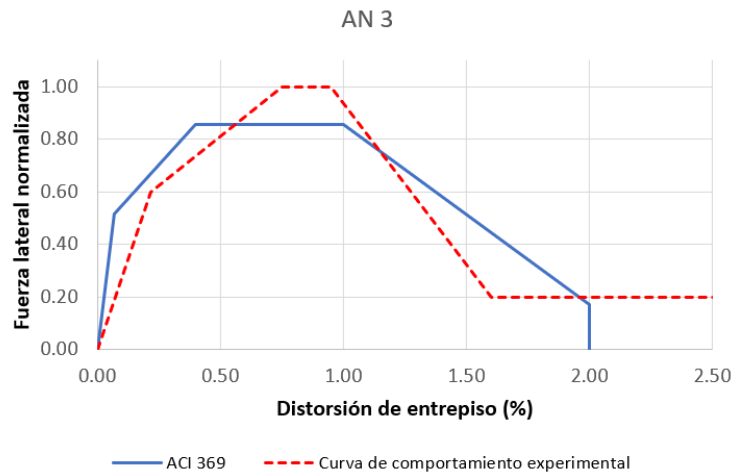


Figura 5.5.2 Comparación de las curvas de comportamiento del espécimen AN 3

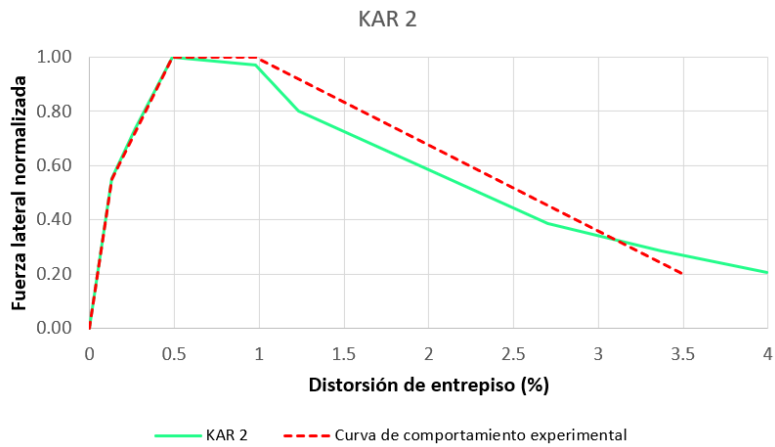


Figura 5.5.3 Curva de comportamiento del espécimen KAR 2

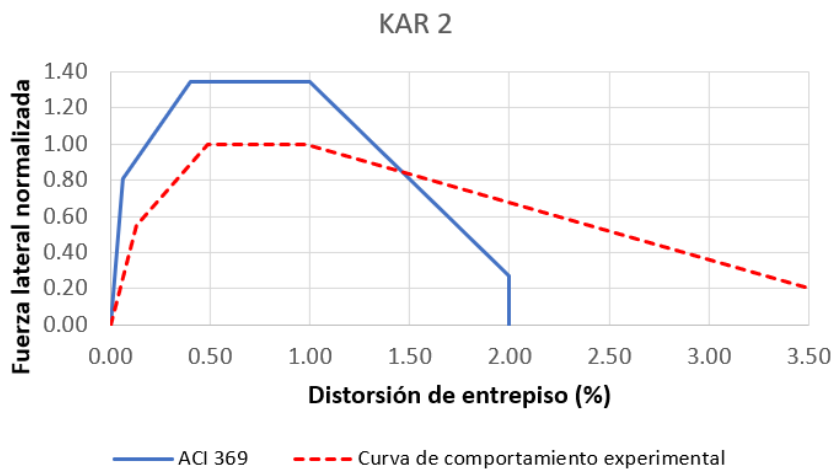


Figura 5.5.4 Comparación de las curvas de comportamiento del espécimen KAR 2

Tabla 5.5.1 Parámetros de modelación no lineal de marcos reforzado con muros diafragma de concreto con mecanismo de falla por compresión diagonal (valores experimentales)

Especimen	Distorsión de entrepiso (%)					Relación de la resistencia	
	d_{nl}	e_{nl}	g_{nl}	Δ_F/h	d'_{nl}	c_{nl}	f_{nl}
AN 3	0.95	-	0.75	0.22	1.60	0.20	0.60
KAR 2	0.98	3.50	0.49	0.13	-	0.20	0.55
Promedio	0.97	-	0.62	0.18	-	0.20	0.58
CV	0.02	-	0.30	0.36	-	0.00	0.06

Tabla 5.5.2 Parámetros de modelación no lineal de marcos reforzado con muros diafragma de concreto con mecanismo de falla por compresión diagonal obtenidos con el ACI 369 (2022)

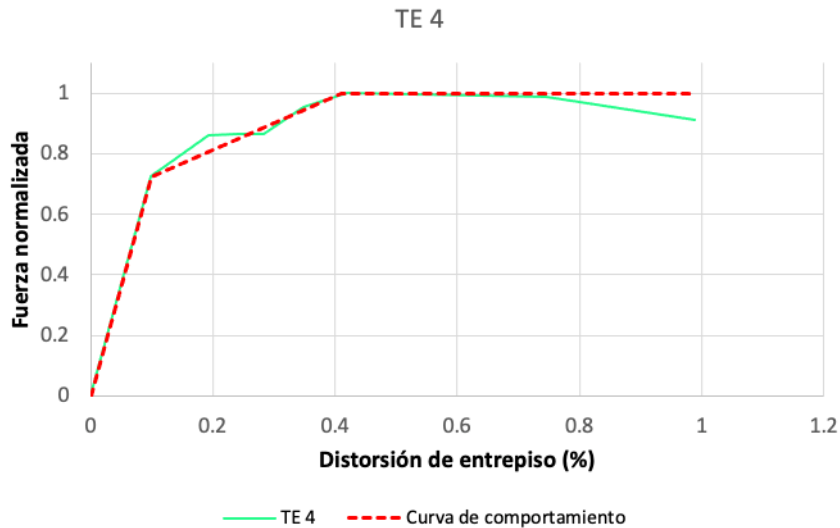
Especimen	Distorsión de entrepiso (%)					Relación de la resistencia	
	d_{nl}	e_{nl}	g_{nl}	Δ_F/h	d'_{nl}	c_{nl}	f_{nl}
AN 3	1.00	2.00	0.40	0.07	-	0.2	0.6
KAR 2	1.00	2.00	0.40	0.06	-	0.2	0.6

Tabla 5.5.3 Cociente de los parámetros de modelación no lineal

Especimen	Ductilidad del marco original	Distorsión de entrepiso					Relación de la resistencia	
		$d_{nl, exp}/d_{nl, ACI}$	$e_{nl, exp}/e_{nl, ACI}$	$g_{nl, exp}/g_{nl, exp}$	$(\Delta_F/h)_{exp}/(\Delta_F/h)_{ACI}$	$d'_{nl, exp}/d'_{nl, ACI}$	$c_{nl, exp}/c_{nl, ACI}$	$f_{nl, exp}/f_{nl, ACI}$
AN 3	Alta	0.95	-	1.88	3.19	-	1.00	1.00
KAR 2	Baja	0.98	1.75	1.23	2.08	-	1.00	0.92

5.6 Tensión diagonal en columnas

El espécimen TE 4, reforzado con un muro diafragma completo, falló por tensión diagonal en las columnas. Se aplicó una carga axial en las columnas del marco original con una relación entre la carga y la resistencia a carga axial $P/f_c A_g=0.27$. En la figura 5.6.1 se muestra su envolvente y su curva de comportamiento. En la tabla 5.6.1 se resumen los parámetros de la curva de comportamiento. No se ensayó el espécimen con deformaciones posteriores a la resistencia, por lo tanto, no se obtuvieron los parámetros e y c. El cortante de agrietamiento del espécimen fue de 0.72 veces la resistencia del espécimen. A diferencia de la curva trilineal del ACI 369 en el espécimen se observó una pequeña degradación en la resistencia entre los puntos B y C. En la figura figura 5.6.2 compara la curva de comportamiento experimental y la curva obtenido a partir de los parámetros de modelación no lineal del ACI 369 para muros controlados por corte con carga axial baja. Para el trazado de la curva del ACI 369 se utilizó la resistencia calculada en el capítulo 4 de acuerdo con las NTC-Concreto. Se puede observar que, de manera general, ambas curvas son similares.



5.6.1 Envolvente y curva de comportamiento del espécimen TE 4 con mecanismo de falla TD-C

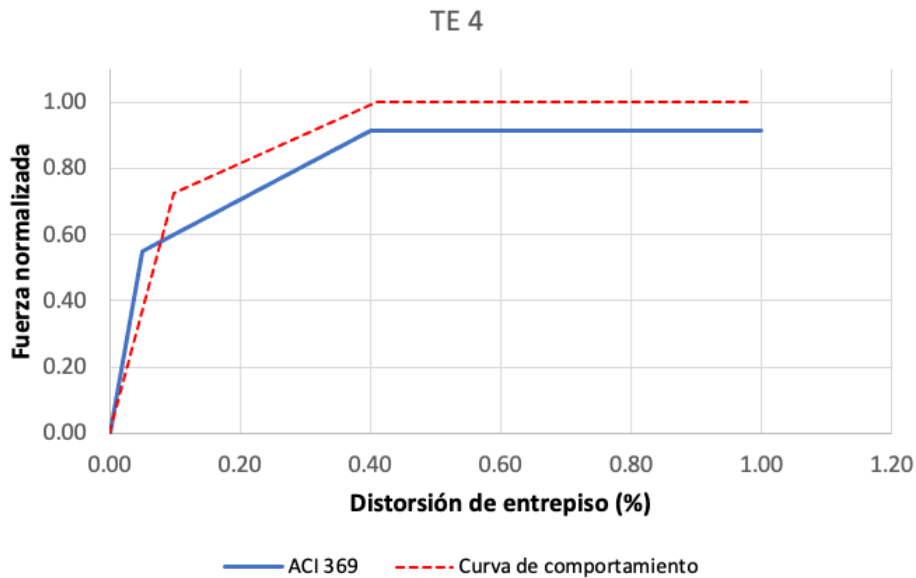


Figura 5.6.2 Comparación de las curvas de comportamiento del espécimen TE 4

Tabla 5.6.3 Parámetros de modelación no lineal de marcos reforzados con muros diafragma de concreto con mecanismo de falla por tensión diagonal en columnas

Curva	Distorsión de entrepiso (%)				Relación de la resistencia	
	d_{nt}	e_{nt}	g_{nt}	Δ_F/h	c_{nt}	f_{nt}
Experimental	1.0	-	0.40	0.10	-	0.72
ACI 369	1.0	-	0.40	0.05	-	0.60
Experimental /ACI 369	1.0	-	1.0	2.0	-	1.20

5.7 Deslizamiento en la unión

En las figuras 5.7.1 a 5.7.4 se graficaron las curvas envolventes de los especímenes en los que no se logró un comportamiento monolítico entre el marco original y el muro diafragma debido al deslizamiento en la unión con la viga o la cimentación (mecanismo de falla DZ-U). En los diferentes

programas experimentales el comportamiento fue diferente a pesar de que se observaron mecanismos de falla similares. A partir de estas observaciones se dividieron las curvas de los especímenes con una envolvente similar. Las curvas se normalizaron con la resistencia por cortante fricción calculada como el producto del área transversal del espécimen (muro diafragma y columnas adyacentes) y el esfuerzo de fluencia del refuerzo en la unión reportado en los ensayos. En la figura 5.7.1 se muestra la curva de comportamiento obtenida a partir de las curvas envolventes de los especímenes HA 6 y HA 7. En estos especímenes, una vez que se alcanzó la resistencia, se observó una rápida degradación. En los especímenes PA 4 y PA 5 (figura 5.7.2) la curva de comportamiento se aproximó a una curva de comportamiento similar a la curva trilineal. En el espécimen PA 7 (figura 5.7.3) se encamisaron las columnas con concreto reforzado. La curva de comportamiento también se aproximó a la curva de comportamiento trilineal. En este espécimen se consideró una degradación lineal de la resistencia. En los especímenes MO 1 y MO 2 (figura 5.7.4) la curva de comportamiento se dibujó con una degradación de la resistencia con una pendiente menor que la observada en las curvas de comportamiento anteriores. En la tabla 5.7.1 se resumen los parámetros obtenidos a partir de las curvas envolventes de los experimentos.

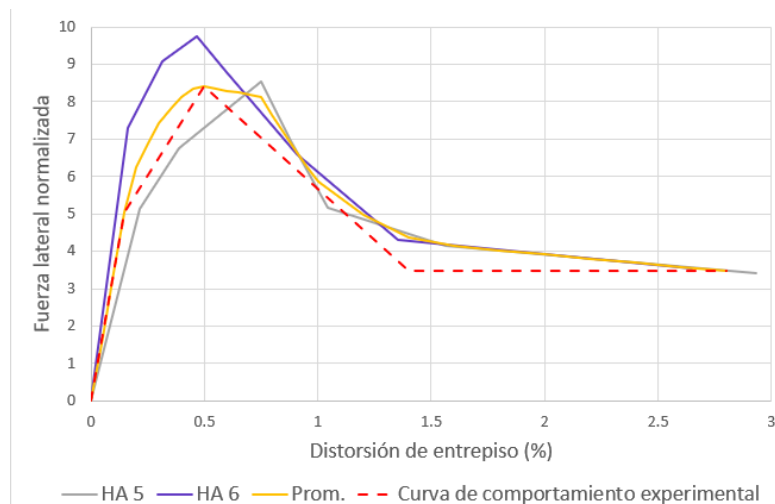


Figura 5.7.1 Curva de comportamiento de los especímenes HA 5 y HA 6 con falla por deslizamiento en la unión ensayados por Hayashi et al. (1980)

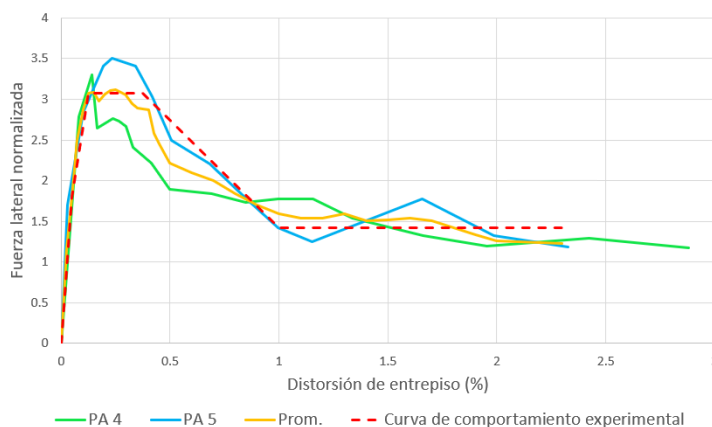


Figura 5.7.2 Curvas de comportamiento de los especímenes PA 4 y PA 5 con falla por deslizamiento en la unión ensayados por Papatheocharis et al. (2019)

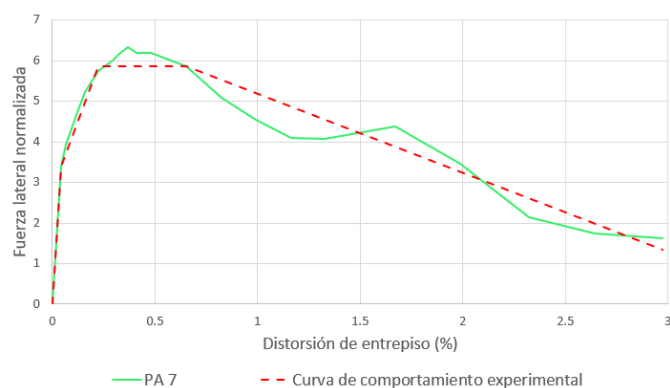


Figura 5.7.3 Curva de comportamiento del espécimen PA 7 con falla por deslizamiento en la unión ensayados por Papatheocharis et al. (2019)

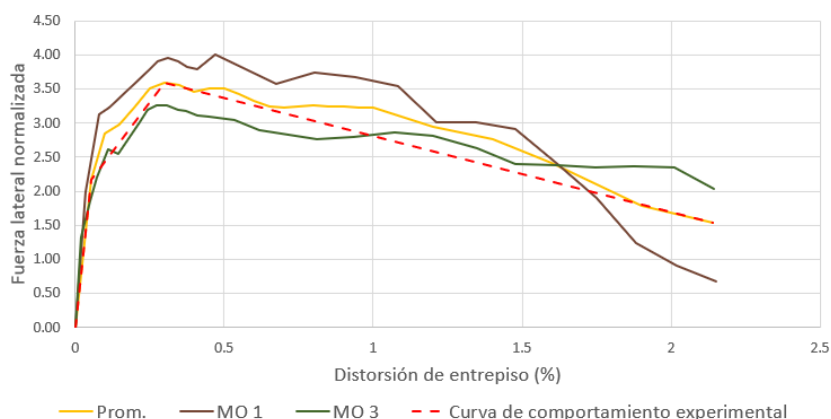


Figura 5.7.4 Curva de comportamiento de los especímenes MO 1 y MO 2 con falla por deslizamiento en la unión ensayados por Moretti et al. (2014)

Tabla 5.7.1 Parámetros de modelación no lineal de marcos reforzado con muros diafragma de concreto con mecanismo de falla por compresión diagonal

Especímenes	Distorsión de entrepiso (%)				Relación de la resistencia		
	d_{nt}	e_{nt}	g_{nt}	Δ_f/h	d'_{nt}	c_{nt}	f_{nt}
HA 5 y HA 6	-	2.8	0.60	0.20	1.4	0.42	0.75
PA 4 y PA 5 ¹	0.38	2.3	0.12	0.05	1.0	0.46	0.59
PA 7 ¹	0.65	3.0	0.23	0.04	-	0.23	0.58
MO 1 y MO 3 ¹	-	2.1	0.30	0.05	-	0.38	0.60

¹Especímenes sin carga axial en las columnas

En la figura 5.7.2 se muestran las curvas de comportamiento para distintos modos de falla. Para los modos de falla FL-DZ y CD se presentan las curvas promedio. Solamente para el modo de falla por deslizamiento en la unión (DZ-U) se presentaron las curvas sin promediar ya que correspondieron a modos de falla (o submodos de falla) distintos. La DZ-U 1 corresponde a los especímenes HA y HA 6, la DZ-U 2 a los especímenes PA 4 y PA 5, la DZ-U 3 al espécimen PA 7 y la DZ-U 4 a los especímenes MO 1 y MO 3 (ver Tabla 5.6.1).

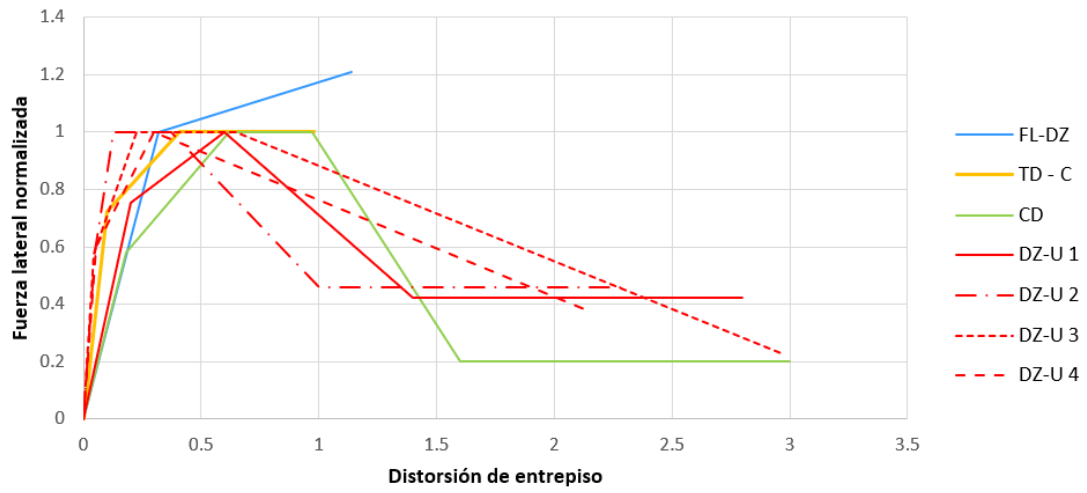


Figura 5.7.2 *Curvas de comportamiento experimentales*

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones para el diseño de muros de concreto reforzado para rehabilitar sísmicamente edificios de concreto obtenidas a partir de la revisión de la literatura, la elaboración de la base de datos, la comparación de modelos de resistencia y la elaboración de curvas de comportamiento para diferentes mecanismos falla.

6.2 Conclusiones

Las principales conclusiones que se pueden extraer de este trabajo son:

- La investigación experimental sobre la adición de muros de concreto reforzado para rehabilitar sísmicamente edificios existentes se ha enfocado particularmente a la adición de muros diafragma completos. En algunos estudios se han ensayado muros con aberturas o bien muros patín, si bien son los menos.
- En caso de que el marco original tenga un detallado no dúctil se ha encontrado que esta deficiencia puede limitar el comportamiento ante cargas laterales del marco reforzado con muros de concreto.
- En experimentos previos, se ha observado que la falla del traslape del refuerzo longitudinal a nivel de piso en las columnas limita la resistencia del marco reforzado. Se ha logrado evitar la falla del traslape mediante el encamisado las columnas con concreto reforzado, o bien, encamisando las cuatro caras de las columnas en la zona del traslape con placas metálicas. Alternativamente, una vez colados los muros diafragma, se ha reforzado satisfactoriamente el traslape de las columnas adyacentes mediante un encamisado a tres caras (incluyendo parte del muro diafragma) con fibras de carbono.
- Para rehabilitar adecuadamente un marco de concreto mediante la adición de un muro de concreto, la conexión es determinante para que se logre un trabajo monolítico entre ambos elementos. En caso de que ocurra un deslizamiento significativo en la unión entre el muro diafragma y la viga o la cimentación se podría provocar una falla prematura del espécimen.
- Colocar un muro diafragma sin conexión con el marco original no permite reforzar adecuadamente el marco.
- Aunque se ha estudiado el uso de una combinación de anclas cortas para transmitir el cortante en la unión y largas para anclar el refuerzo del muro a partir de un traslape, es recomendable un diseño de la conexión más sencilla, a partir de anclas largas cumpliendo ambas funciones.
- La escarificación de la superficie el marco original en contacto con el muro diafragma permite aumentar la rigidez inicial del marco reforzado. Se ha observado que rugosidades del orden de 6 mm (1/4 pulg) son suficientes para promover un comportamiento monolítico. Cuando la rehabilitación se ha realizado con un muro diafragma conformado por segmentos cortos de concreto prefabricado el uso de mortero expansivo en la unión con el marco original tiene un efecto significativo para promover un comportamiento monolítico y mejorar la resistencia y la rigidez del espécimen. Adicionalmente, colocar llaves de cortante para unir los muros cortos permite aumentar la rigidez inicial y la resistencia del espécimen.
- Se han reforzado satisfactoriamente marcos con muros diafragma construidos con concreto lanzado, sin embargo, en algunos modelos se han observado huecos y fisuras, particularmente detrás del refuerzo y de las anclas. Las fisuras se han reparado adecuadamente con resina epoxi y los huecos con mortero fluido.
- Reforzar un marco con un muro excéntrico facilita el procedimiento constructivo. La unión con las columnas se ha realizado a partir de anclar el refuerzo horizontal del muro en el encamisado de concreto reforzado de las columnas. La conexión con la viga superior realizó con anclas con

un doblez a 90 grados adheridas con resina epoxi en la viga. En marcos reforzados con muros diafragma parciales (muros diafragma que no abarcan toda la crujía) la baja ductilidad del marco original limitará la resistencia del marco reforzado. En marcos con baja ductilidad se ha observado que colocar un segmento de muro conectado a la columna adyacente permite aumentar la rigidez inicial a comparación de los especímenes con un segmento de muro aislado al centro de la crujía. Se ha observado que en marcos dúctiles la primera configuración resulta en un mayor aumento de resistencia y rigidez.

- Con la adición de un muro diafragma se ha logrado el muro aumentar hasta alrededor de 130 veces la rigidez inicial del marco original.
- La resistencia a flexión de la estructura con el muro adicionado dependerá de la configuración de la unión, del detallado del refuerzo del muro diafragma y del tipo de reforzamiento del traslape del refuerzo longitudinal, si es el caso. Su comportamiento mejora si las columnas están encamisadas. Con la metodología japonesa y las NTC-Concreto se obtuvieron resultados similares para el cálculo de la resistencia a flexión.
- En los especímenes que fallaron por compresión diagonal se observó poca precisión de los cálculos en los especímenes con un marco que no se diseñó con una ductilidad adecuada.
- En los especímenes con muros diafragma con abertura en forma de ventana que fallaron por tensión diagonal, en general los cálculos fueron conservadores. Los resultados obtenidos con la Guía japonesa fueron poco cercanos a los valores de resistencia observados en los experimentos indicando que no logran modelar adecuadamente el comportamiento de los especímenes.
- Para los especímenes en los que se observó un mecanismo de falla de la unión entre el muro diafragma y la viga o la cimentación con la Guía japonesa y el método utilizando las NTC-Concreto y el ACI 318, los resultados fueron conservadores. Con el último método, considerando la fricción en la interfaz y el mecanismo de dovela, los resultados obtenidos fueron conservadores y muy cercanos a la resistencia experimental cuando se aumentó la rugosidad en la interfaz entre el concreto nuevo y el concreto viejo.
- En el cálculo de la resistencia de los especímenes reforzados con muros prefabricados con la Guía japonesa, los resultados fueron aproximados en los especímenes reforzados con un muro diafragma completo conformado por segmentos de muro excepto cuando no se colocó mortero expansivo en la unión con el marco original. En los especímenes reforzados con dos muros patín o dos segmentos de muro aislados al centro de la crujía, los resultados no fueron conservadores.
- Se obtuvieron las curvas de comportamiento de marcos reforzados con muros diafragma completos con los siguientes mecanismos de falla: flexión – cortante por deslizamiento, compresión diagonal, tensión diagonal en columnas y deslizamiento en la unión. La amplia variedad de mecanismos de falla, incluyendo fallas mixtas, así como las diferentes variables del marco original y de muro diafragma dificultaron la elaboración de las curvas de comportamiento, las cuales convendría considerar como indicativas.

6.2 Recomendaciones

A partir de las conclusiones de este estudio, para el diseño y construcción de marcos de concreto rehabilitados mediante la adición de muros de concreto se recomienda:

- En caso de que el marco original tenga un detallado no dúctil se deberá revisar que esta deficiencia no limite el comportamiento ante cargas laterales del marco reforzado con muros de concreto. Esto implica revisar que el refuerzo transversal sea suficiente para resistir la fuerza cortante y las demandas de confinamiento. También que, en caso de traslapes del refuerzo longitudinal, éstos tengan la longitud suficiente para desarrollar fluencia.
- Cuando el refuerzo longitudinal de las columnas del marco haya sido diseñado con una longitud del traslape menor que la longitud de desarrollo obtenida con la ecuación 4.3 de la tabla 25.4.2.3 del ACI 318-19, se deberán reforzar las columnas de marco original mediante el encamisado

las columnas con concreto reforzado, o bien, encamisando las cuatro caras de las columnas en la zona del traslape con placas metálicas. Alternativamente, una vez colados los muros diafragma, se podrá reforzar localmente el traslape de las columnas adyacentes mediante un encamisado a tres caras (incluyendo parte del muro diafragma) con fibras de carbono.

- La unión entre el muro diafragma y el marco original se deberá realizar a partir de anclas adheridas con resina epoxi en todo el perímetro del muro. La profundidad anclaje en el marco original deberá cumplir con la Guía japonesa (véase sección 4.4.1 de esta tesis. Las anclas se deberán diseñar para transmitir la fuerza cortante en la unión y anclar el refuerzo del muro a partir de un traslape. Adicionalmente se deberá aumentar la rugosidad de la superficie del marco original en contacto con el muro diafragma. La rugosidad deberá ser igual o mayor que 6 mm (1/4 pulg).
- Cuando el reforzamiento consista en segmentos cortos de muros prefabricados se aceptará diseñar los muros con llaves de cortante en la unión entre los segmentos de muro para aumentar la rigidez inicial y resistencia del marco reforzado. Las llaves de cortante deberán tener una altura mínima de 60 mm y una longitud mayor que 120 mm con aditivo adhesivo en la interfaz. Se deberá colocar mortero expansivo en la unión entre los segmentos de muro y el marco original para promover un comportamiento monolítico.
- Si la construcción del muro diafragma se realiza con concreto lanzado se deberá revisar que no queden huecos y fisuras, particularmente detrás del refuerzo y de las anclas. Las fisuras se pueden reparar con resina epoxi y los huecos con mortero fluido.
- Cuando sea posible se deberá colocar un muro excéntrico. La conexión con la viga superior se deberá diseñar con anclas con un doblado a 90 grados adheridas con resina epoxi en la viga.
- Cuando sea necesario colocar muros diafragma parciales, (muros diafragma que no abarcan toda la crujía) es preferible colocar un segmento de muro conectado a la columna adyacente, la cimentación y las vigas (muro patín) que un segmento de muro aislado al centro de la crujía. En el caso de marcos de baja ductilidad, se deberá revisar que la deficiencia de ductilidad no limite la resistencia del marco reforzado.
- Si la estructura rehabilitada mediante la adición de muro se espera que falle por flexocompresión, se aceptará aplicar la NTC-Concreto o la Guía japonesa. Cuando no se encamisen las columnas adyacentes, se recomienda aplicar un factor de reducción de 0.8 (adicional al factor de resistencia F_R). Cuando se encamisen las columnas, no será necesario ajustar con un factor de reducción.
- En el cálculo de la resistencia a la compresión diagonal con las NTC-Concreto, si el marco es de baja ductilidad, únicamente se deberá considerar la resistencia del muro o del segmento de muro. Adicionalmente, es necesario utilizar un factor de reducción de 0.7 (además de F_R). En el caso de marcos dúctiles, se puede considerar la resistencia del muro y la resistencia de las columnas sin ajustar con un factor de reducción.
- En estructuras con muros diafragma completos, muros con abertura en forma de ventana y un segmento de muros aislado al centro de la crujía, se recomienda usar los requisitos de diseño de la NTC-Concreto para diseñar por tensión diagonal.
- Para revisar la resistencia de la conexión se podrá considerar la fricción en la interfaz y el mecanismo de dovela considerando la resistencia en la unión como la suma de 40% de la resistencia del mecanismo de fricción y 70% de la resistencia del mecanismo de dovela. Para utilizar este método se deberá preparar apropiadamente la superficie del concreto en la interfaz. Para obtener valores de resistencia conservadores se puede utilizar el criterio de la Guía japonesa o las expresiones de cortante fricción de la NTC-Concreto o el ACI 318.
- En edificios reforzados con muros diafragma completos conformados por segmentos de muros prefabricados se aceptará aplicar el método de la Guía japonesa.
- Para la modelación no lineal de marcos reforzados con muros diafragma completos si el modo de falla esperado es por flexión-deslizamiento, compresión diagonal y tensión diagonal en columnas se podrán ajustar las curvas obtenidas con el ACI 369 de acuerdo con la Tabla 6.2.1.

En la Tabla 6.2.1 se incluyen los factores por los que se deberán multiplicar los parámetros obtenidos con las Tablas 7.4.1.1.1b y 7.4.1.1.2 del ACI 369 (2022) para los distintos modos de falla. Es importante hacer notar que estos valores se obtuvieron para un número reducido de especímenes, tal que se deben considerar como indicativos meramente.

Tabla 6.2.1 Factores de ajuste de los parámetros de modelación no lineal

Mecanismo de falla	Ductilidad del marco original	Distorsión de entrepiso (%)					Relación de la resistencia		
		$d_{nl, exp} / d_{nl, ACI}$	$e_{nl, exp} / e_{nl, ACI}$	$g_{nl, exp} / g_{nl, exp}$	$(\Delta_B/h)_{exp} / (\Delta_B/h)_{ACI}$	$(\Delta_F/h)_{exp} / (\Delta_F/h)_{ACI}$	$d'_{nl, exp} / d'_{nl, ACI}$	$c_{nl, exp} / c_{nl, ACI}$	$f_{nl, exp} / f_{nl, ACI}$
Flexión-deslizamiento ¹	-	1.0	-	-	2.25	-	-	-	-
Compresión diagonal	Alta	0.95	-	1.9	-	3.2	-	1.00	1.00
	Baja	1.0	1.7	1.2	-	2.0	-	1.00	0.90
Tensión diagonal en columnas	-	1.0	-	1.0	-	2.0	-	-	1.20

¹Sin traslape del refuerzo vertical en las columnas

Con este trabajo se cumplió con el objetivo de avanzar en la elaboración de reglas más robustas y claras para el análisis, diseño, detallado, construcción y supervisión de edificios de concreto rehabilitados.

6.3 Recomendaciones de estudios experimentales

- Se han observado edificios rehabilitados con muros de concreto en donde la unión con el sistema de piso se realiza a partir de perforar la losa para permitir el paso del refuerzo vertical del muro a través de agujeros. Esta configuración no se ha estudiado en el laboratorio y se podría comparar con el uso de muros diafragma de concreto reforzado.
- También se han observado edificios con incrementos de espesor de muros de concreto. La unión entre el muro original y el muro nuevo se ha realizado con anclas adheridas con resina epoxi.

BIBLIOGRAFÍA

- Abdullah, S. A. (2019), “Reinforced Concrete Structural Walls: Test Database and Modeling Parameters”, *tesis de doctorado*, University of California Los Angeles, 304 pp.
- ACI (2019), “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)”, *ACI*.
- ACI (2007), “Seismic Rehabilitation of Concrete Structures (IPS-2). *ACI*.
- ACI Comitee 369 (2022) “Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings and Commentary”, *ACI*, en proceso de publicación
- Altin S., Ersoy U., y Tankut T. (1992), “Hysteretic Response of Reinforced-Concrete Infilled Frames”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 118 No. 8, pp. 2133-2150.
- Anil. O., y Altin. S. (2007), “An Experimental Study on Reinforced Concrete Partially Infilled Frames”, *Engineering Structures*, Vol. 29 No. 3, pp. 449-460.
- Aoyama H., Kato D., Katsumata H., y Hosokawa Y. (1984), “Strength and Behaviour of Postcast Shear Walls for Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings”, *8th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vol 1, pp 485-492, San Francisco, California.
- ASCE. (2017) “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, *ASCE/SEI*, Reston, Virginia.
- Canbay E., Ersoy U., y Ozcebe G. (2003), “Contribution of Reinforced Concrete Infills to Seismic Behavior of Structural Systems”, *ACI Structural Journal*, Vol. 100 No. 5, pp. 637-643.
- Chrysostomou C. Z., Kyriakides N., Kotronis P., Poljanšek M., Taucer F., Roussis P., y Kosmopoulos A. (2012), “Seismic Retrofitting of RC Frames with RC infilling”, *15th World Conf. on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
- Elwood, K., Matamoros, A., Wallace, J., Heintz, J., Mitchell, A., Moore, M., Valley, M., Lowes, L., Comartin, C. Moehle, J. (2007). Update to ASCE/SEI 41 Concrete Provisions. *Earthquake Spectra*. 23. 493-523.
- Frosch R. J. (1999), “Panel Connections for Precast Concrete Infill Walls”, *ACI Structural Journal*, Vol. 4 No. 4, pp. 467-472.
- Gaynor P. (1988), “The Effect of Openings on the Cyclic Behaviour of Reinforced Concrete Infilled Shear Walls”, *tesis de maestría*, The University of Texas at Austin, 245 pp.
- Gobierno de la Ciudad de México (2017), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto)”.
- Hayashi T., Niwa H., y Fukuhara M., (1980), “The Strengthening Methods of the Existing Reinforced Concrete Buildings”, *7th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vol 4, pp. 89-96, Estambul, Turquía.
- Higashi Y., Endo T., Ohkubo M., y Shimizu Y. (1980), “Experimental Study on Strengthening Reinforced Concrete Structure by Adding Shear Wall”, *7th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vol 7, pp. 173-180, Estambul, Turquía.

Jiménez L. R. (1989), “Strengthening of Reinforced Concrete Frame Using an Eccentric Wall” *tesis de maestría*, The University of Texas at Austin, 67 pp.

Kara M. E., y Altin S. (2006), “Behavior of Reinforced Concrete Frames with Reinforced Concrete Partial Infills”, *ACI Structural Journal*, Vol. 103 No. 5, pp. 701-709.

Ministerio de Construcción de Japón (1997), “Guía de diseño para refuerzo sísmico de estructuras existentes de concreto reforzado”, *Centro Nacional de Prevención de Desastres*, México.

Moretti M. L., Papatheocharis T. y Perdikaris P. C. (2014), “Design of Reinforced Concrete Infilled Frames”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 140 No. 9.

Papatheocharis T., Perdikaris P. C., y Moretti M. L. (2019), “Response of RC Frames Strengthened by RC Infill Walls: Experimental Study”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 145, No. 11.

Priestley, M. J. N., Seible, F. y Calvi, G. M. (1996), “Seismic Design and Retrofit of Bridges”, *John Wiley and Sons*, Nueva York, Estados Unidos.

“Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México. Guía Técnica”, Ciudad de México”, INIFED, 197 pp.

Rohatghi, A. (2021), “Webplotdigitalizer: versión 4.5”, <https://automeris.io/WebPlotDigitizer>.

Sonuvar M. O., Ozcebe G., y Ersoy U. (2004), “Rehabilitation of Reinforced Concrete Frames with Reinforced Concrete Infills”, *ACI Structural Journal*, Vol. 101 No. 4, pp. 494-500.

Strepelias E., Palios X., Bousias S. N., y Fardis M. N. (2014), “Experimental Investigation of Concrete Frames Infilled with RC for Seismic Rehabilitation”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 140 No. 1.

Teymur P., Yuksel E., y Pala S. (2014), “Behaviour of Reinforced Concrete Frames Retrofitted with Shotcrete Panels Connected Only to the Beams”, *Arab J Sci Eng*, Vol. 39 No. 3 pp. 1531-1546.

The Japan Building Disaster Prevention Association. (2001). *Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings*.

ANEXO A: CURVAS DE HISTÉRESIS DE LOS ESPECÍMENES REFORZADOS CON MUROS DE CONCRETO DE LA BASE DE DATOS

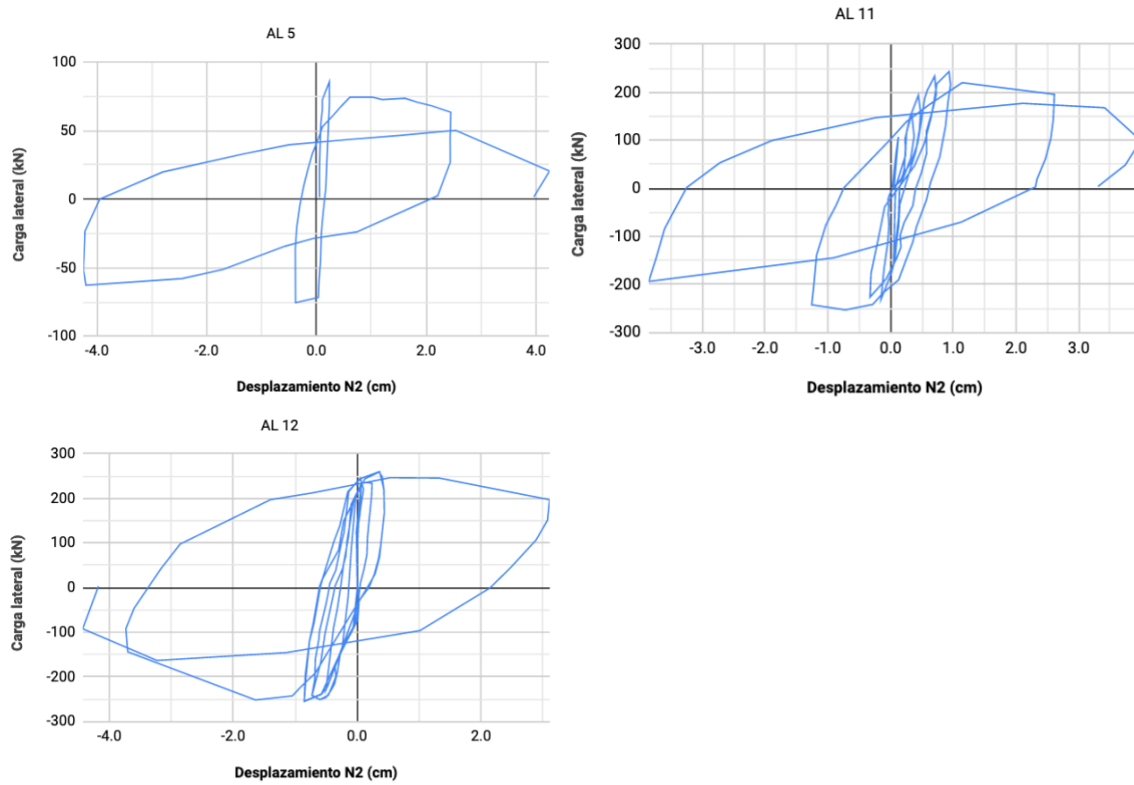


Figura A.1 Curvas de histéresis de los especímenes reforzados ensayados por Altin et al. (2004)

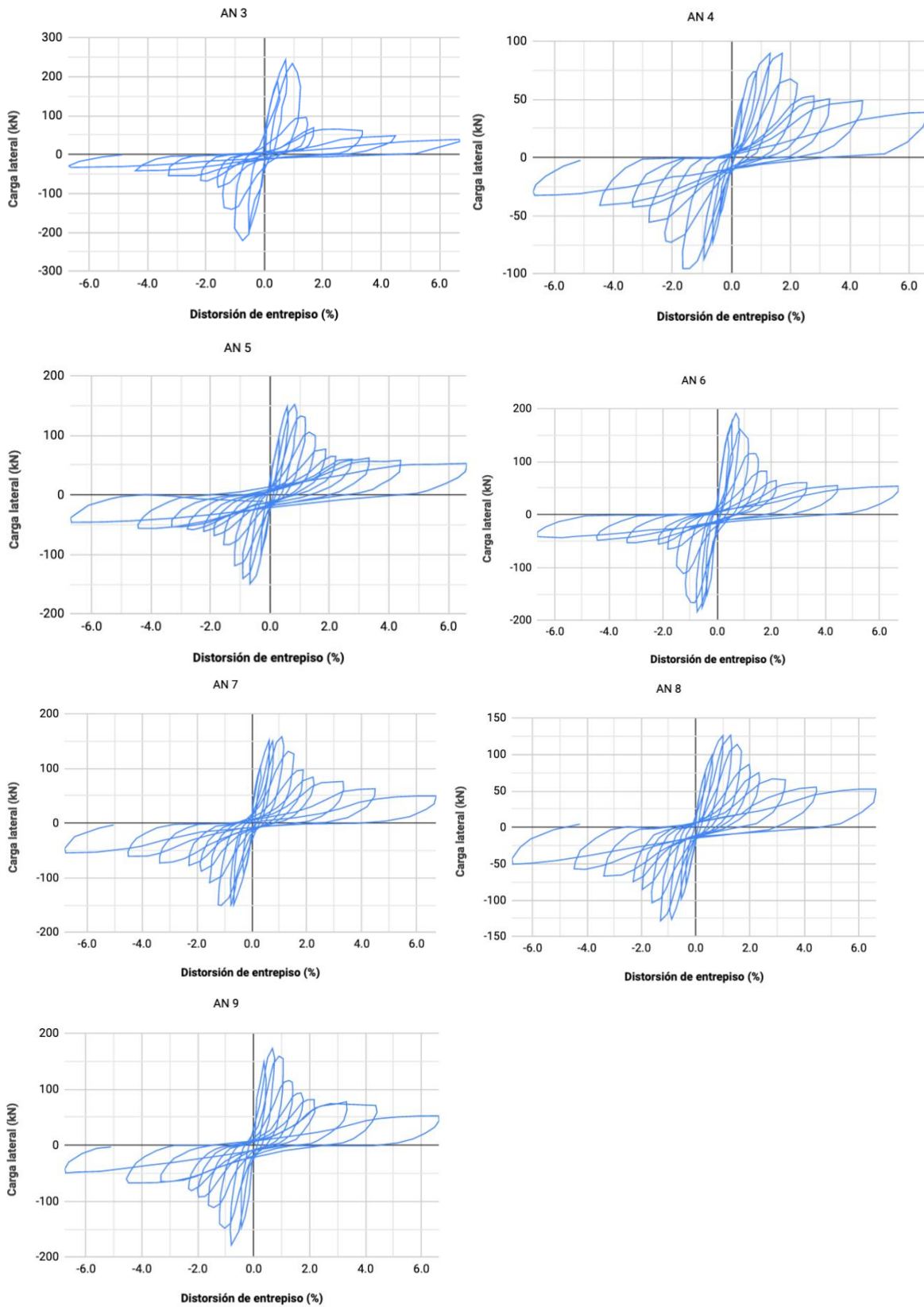


Figura A.2 Curvas de histéresis de los especímenes reforzados ensayados por Anil y Altin (2006)

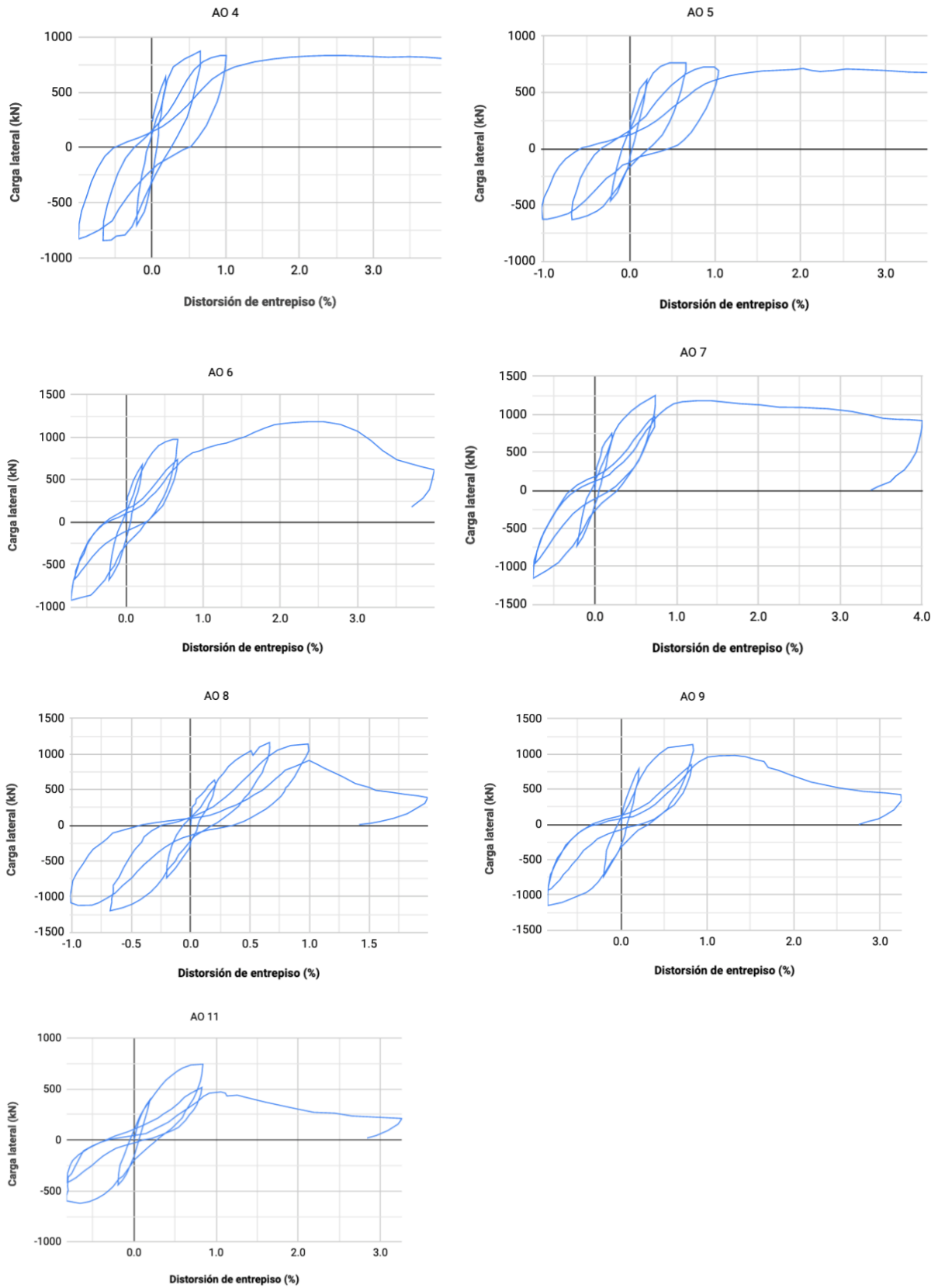


Figura A.3 Curvas de histéresis de los especímenes reforzados ensayados por Aoyama et al. (1984)

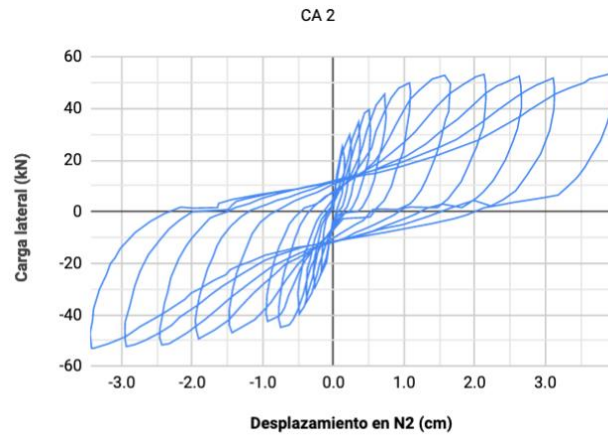


Figura A.4 *Curvas de histéresis del espécimen reforzado ensayados por Canbay et al. (2003)*

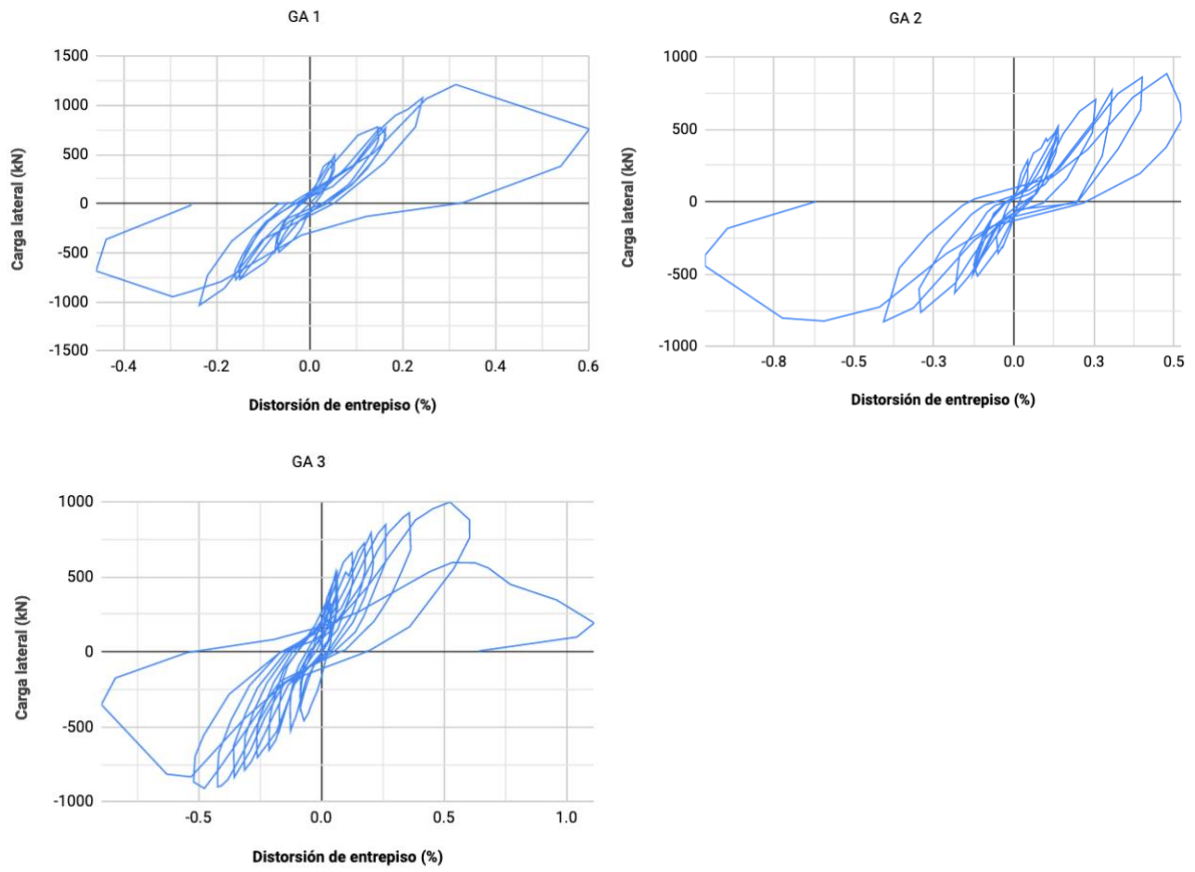


Figura A.5 Curvas de histéresis de los especímenes reforzados ensayados por Gaynor (1988)

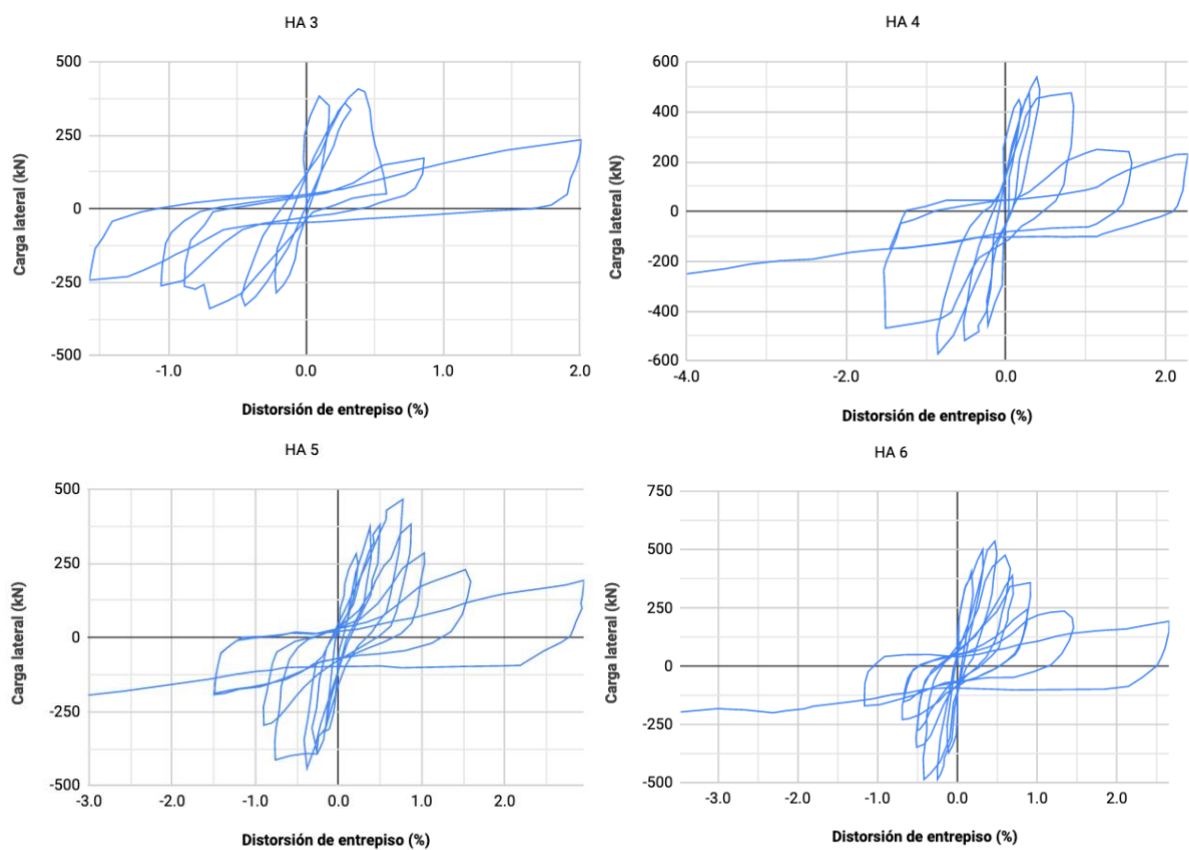


Figura A.6 Curvas de histéresis de los especímenes reforzados ensayados por Anil y Hayashi et al. (1980)

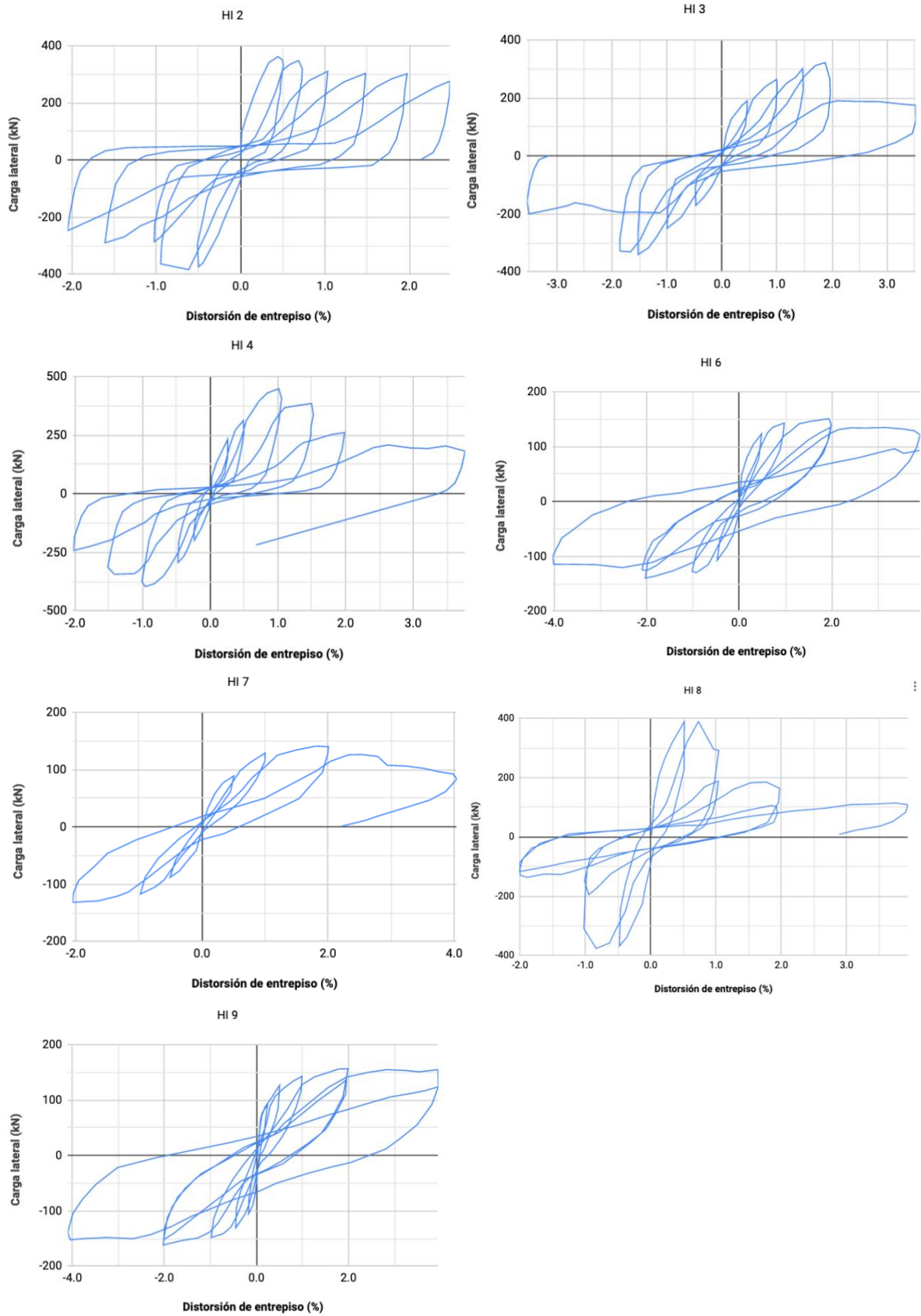


Figura A.7 Curvas de histéresis de los especímenes reforzados ensayados por Higashi et al. (1980)

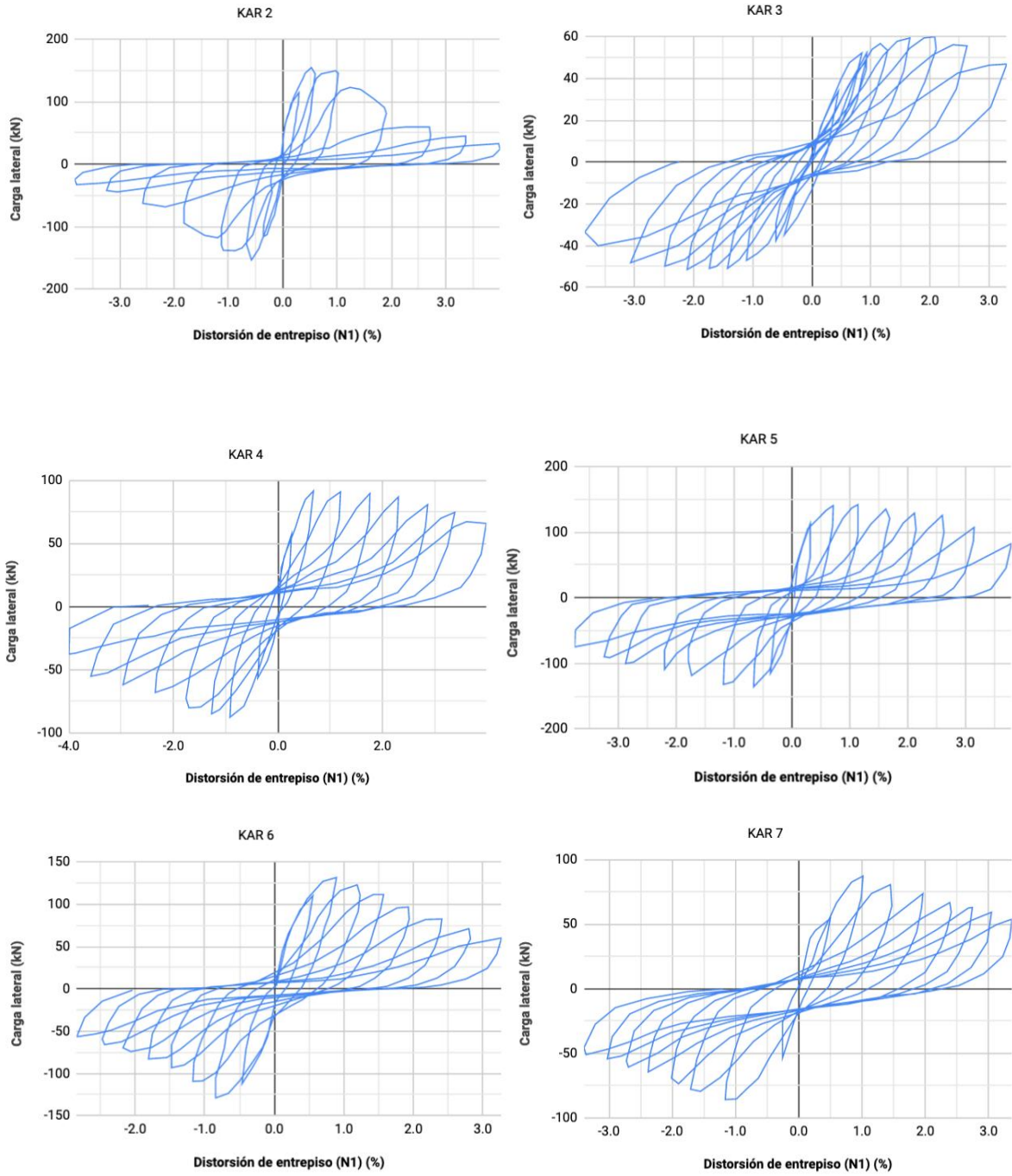


Figura A.8 Curvas de histéresis de los especímenes reforzados ensayados por Kara y Altin (2006)

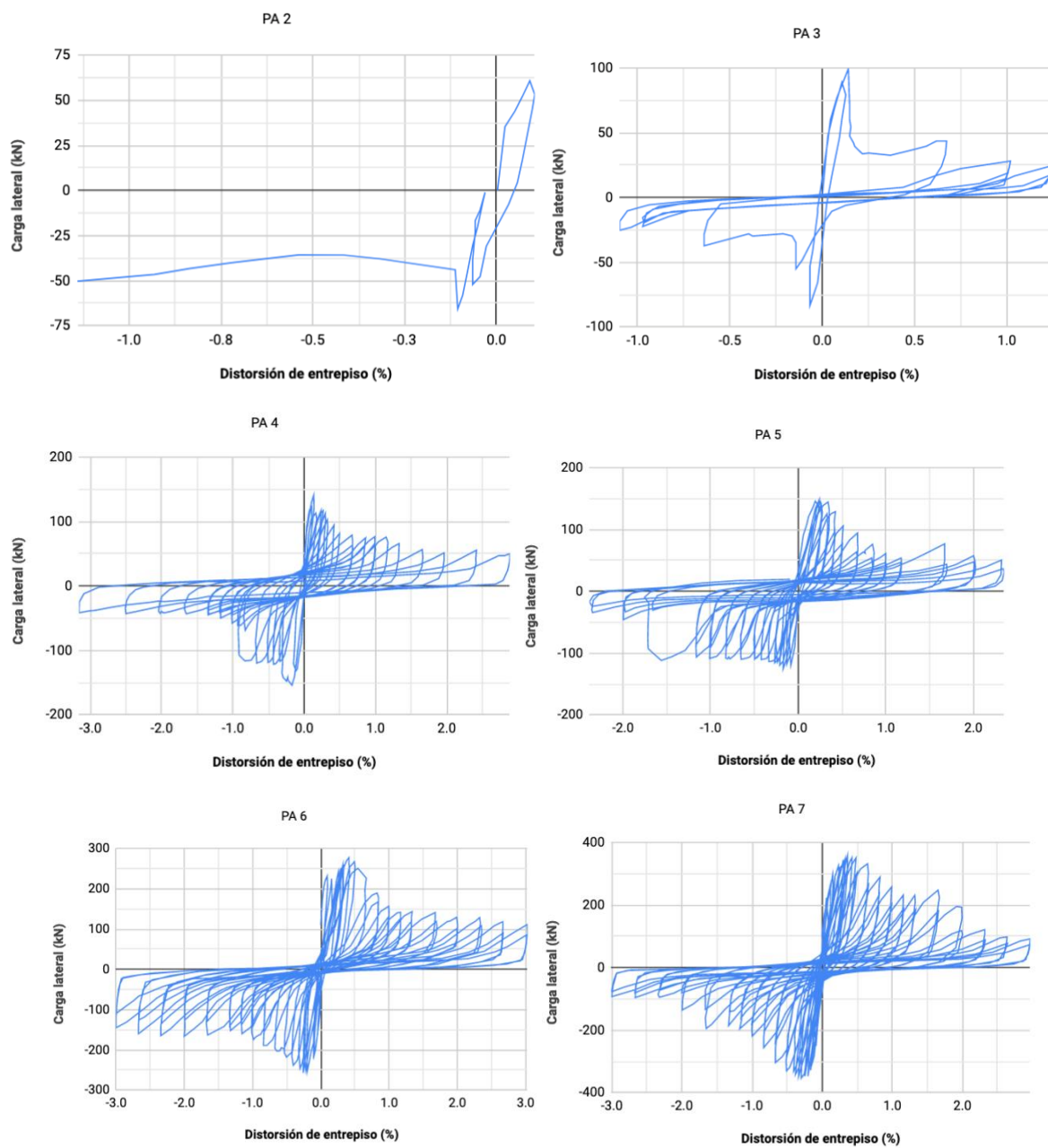


Figura A.9 Curvas de histéresis de los especímenes reforzados ensayados por Papatheocharis et al. (2019)

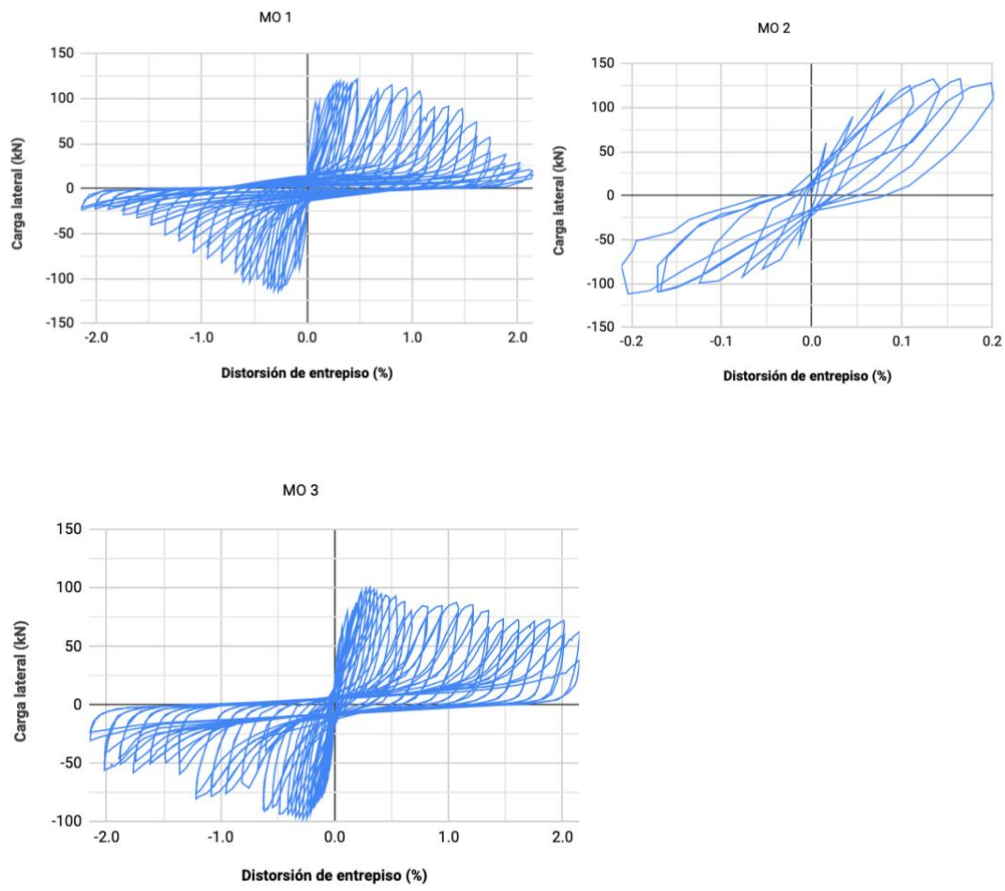


Figura A.10 *Curvas de histéresis de los especímenes reforzados ensayados por Moretti et al. (2014)*

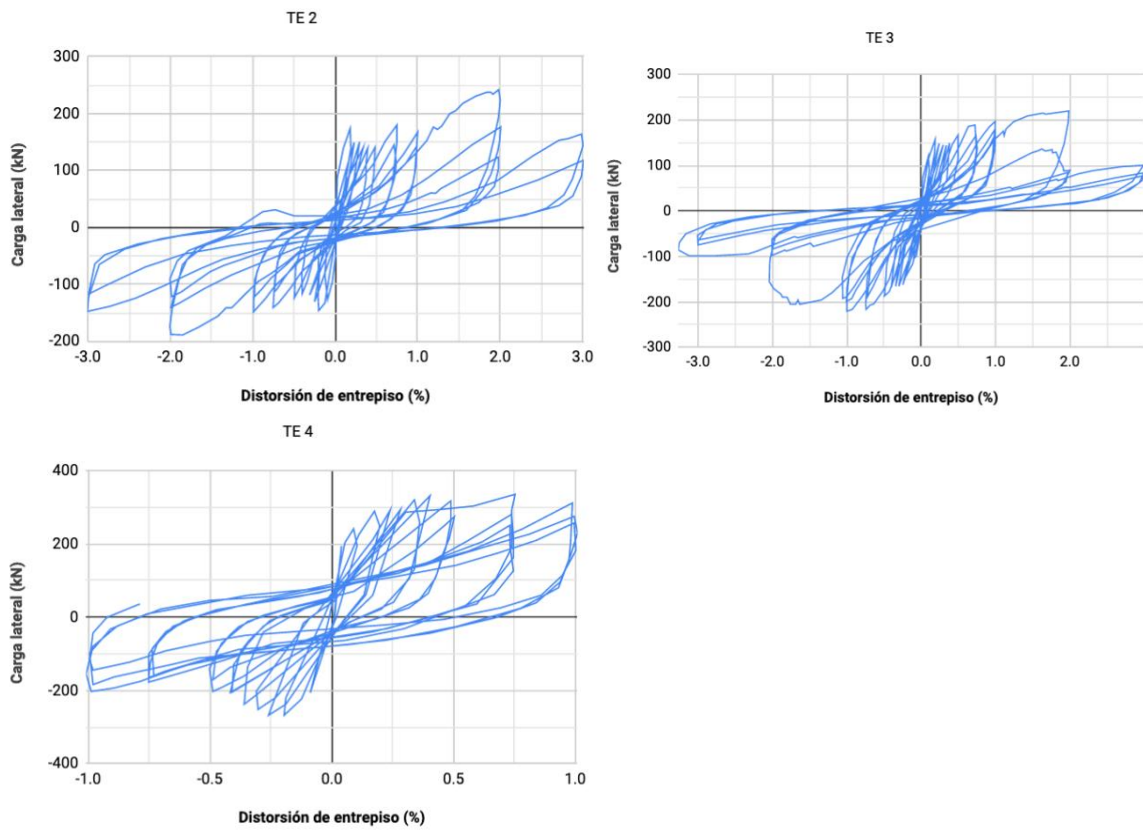


Figura A.11 *Curvas de histéresis de los especímenes reforzados ensayados por Teymur et al. (2014)*

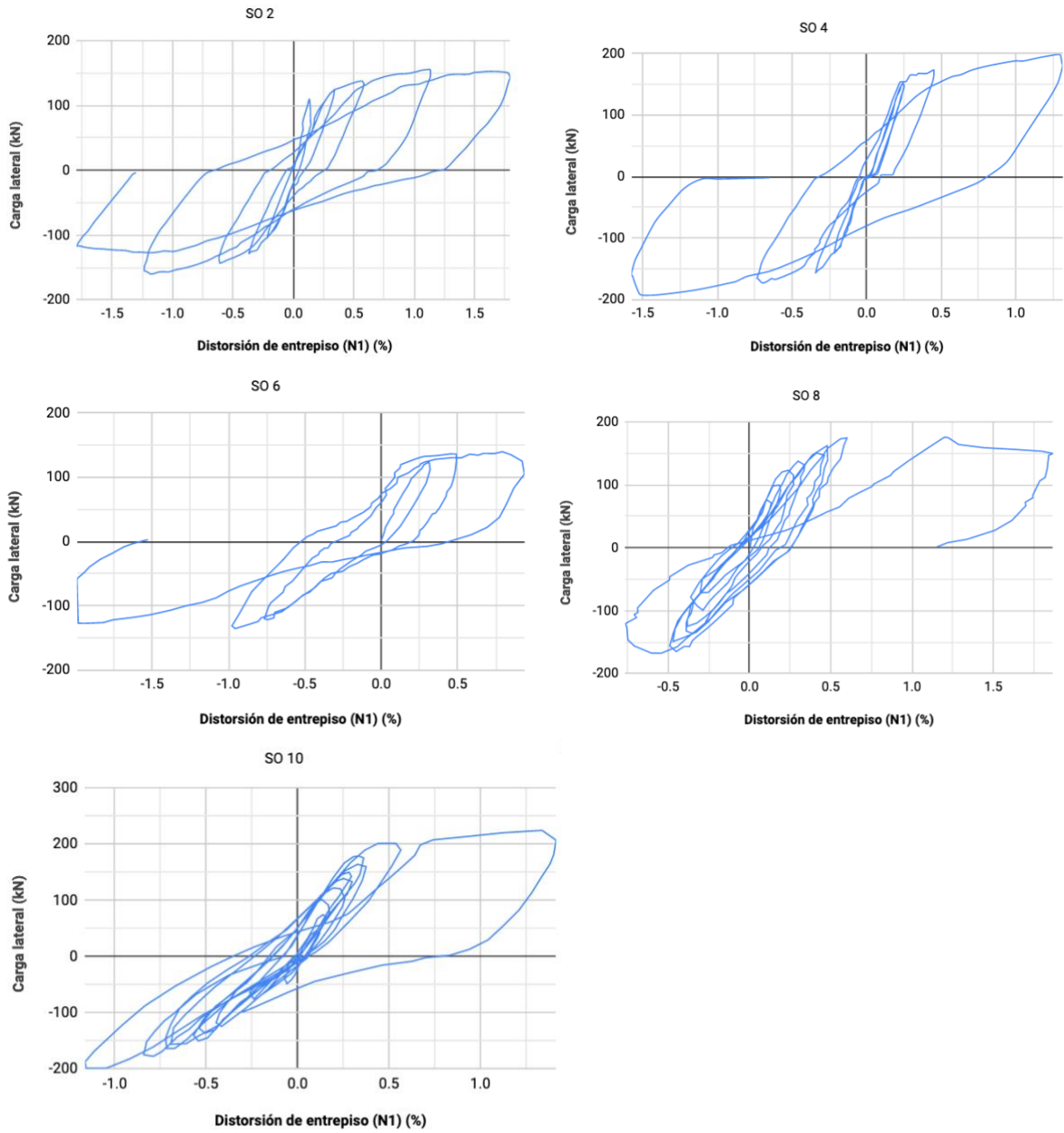


Figura A.12 Curvas de histéresis de los especímenes reforzados ensayados por Sonuvar et al. (2014)

ANEXO B: BASE DE DATOS

Tabla B.1 Clasificación de los especímenes y propiedades del marco original

Especímen	Autores	Clasificación	Escala	Crujías	Niveles	Distancia a ejes de columnas	Distancia entre columnas	Altura a centro de viga	Altura libre de col.
						mm	mm	mm	mm
AL 1	Altin <i>et al.</i>	MM	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 2	Altin <i>et al.</i>	MM	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 3	Altin <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 4	Altin <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 5	Altin <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 6	Altin <i>et al.</i>	MM	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 7	Altin <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 8	Altin <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 9	Altin <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 10	Altin <i>et al.</i>	SM	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 11	Altin <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 12	Altin <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 13	Altin <i>et al.</i>	MM	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AL 14	Altin <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300.5	824 (N1) y 899 (N2)	749.3
AN 1	Anil y Altin	SM	1:3	1	1	1400	1300	900	750
AN 2	Anil y Altin	MM	1:3	1	1	1400	1300	900	750
AN 3	Anil y Altin	DC	1:3	1	1	1400	1300	900	750
AN 4	Anil y Altin	1MP	1:3	1	1	1400	1300	900	750
AN 5	Anil y Altin	1MP	1:3	1	1	1400	1300	900	750
AN 6	Anil y Altin	1MP	1:3	1	1	1400	1300	900	750
AN 7	Anil y Altin	2MP	1:3	1	1	1400	1300	900	750
AN 8	Anil y Altin	AC	1:3	1	1	1400	1300	900	750
AN 9	Anil y Altin	AV	1:3	1	1	1400	1300	900	750
AO 1	Aoyama <i>et al.</i>	MM	1:3	1	1	2000	1800	1170	970
AO 2	Aoyama <i>et al.</i>	MM	1:3	1	1	2000	1800	1170	970
AO 3	Aoyama <i>et al.</i>	MM	1:3	1	1	2000	1600	1170	970
AO 4	Aoyama <i>et al.</i>	DC	1:3	1	1	2000	1800	1170	970

AO 5	<i>Aoyama et al.</i>	DC	1:3	1	1	2000	1800	1170	970
AO 6	<i>Aoyama et al.</i>	DC	1:3	1	1	2000	1800	1170	970
AO 7	<i>Aoyama et al.</i>	DC	1:3	1	1	2000	1600	1170	970
AO 8	<i>Aoyama et al.</i>	DC	1:3	1	1	2000	1800	1170	970
AO 9	<i>Aoyama et al.</i>	DC	1:3	1	1	2000	1800	1170	970
AO 10	<i>Aoyama et al.</i>	AV	1:3	1	1	2000	1800	1170	970
AO 11	<i>Aoyama et al.</i>	AV	1:3	1	1	2000	1800	1170	970
AO 12	<i>Aoyama et al.</i>	AV	1:3	1	1	2000	1800	1170	970
CA 1	<i>Canbay et al.</i>	SM	1:3	3	2	1000	890	1500 (N1) y 1000 (N2)	1425 (N1) y 850 (N2)
CA 2	<i>Canbay et al.</i>	DC	1:3	3*	2	1000*	890*	1500	1425
CH 1	<i>Chrysostomou et al.</i>	DC	1:1	3*	4	2500*	2100*	2750 (N1) y 3000 (N2, N3 y N4)	2500
CH 2	<i>Chrysostomou et al.</i>	DC	1:1	3*	4	2500*	2100*	2750 (N1) y 3000 (N2, N3 y N4)	2500
GA 1	Gaynor	DC	2:3	1	1	4060	3760	2590	2130
GA 2	Gaynor	AV	2:3	1	1	4060	3760	2590	2130
GA 3	Gaynor	AP	2:3	1	1	4060	3760	2590	2130
HA 1	<i>Hayashi et al.</i>	SM	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HA 2	<i>Hayashi et al.</i>	MM	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HA 3	<i>Hayashi et al.</i>	DC	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HA 4	<i>Hayashi et al.</i>	DC	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HA 5	<i>Hayashi et al.</i>	DC	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HA 6	<i>Hayashi et al.</i>	DC	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HI 1	<i>Higashi et al.</i>	SM	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HI 2	<i>Higashi et al.</i>	DC	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HI 3	<i>Higashi et al.</i>	DC	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HI 4	<i>Higashi et al.</i>	DC	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HI 5	<i>Higashi et al.</i>	SM	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HI 6	<i>Higashi et al.</i>	2MP	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HI 7	<i>Higashi et al.</i>	AC	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HI 8	<i>Higashi et al.</i>	DC	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HI 9	<i>Higashi et al.</i>	DC	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
HI 10	<i>Higashi et al.</i>	MM	1:3	1	1	1800	1600	1000	900
JI 1	Jiménez	ME	2:3	1	1	4060	3610	2590	2130
KAR 1	Kara y Altin	SM	1:3	1	2	1400	1300	825 (N1) y 900 (N2)	750
KAR 2	Kara y Altin	DC	1:3	1	2	1400	1300	826 (N1) y 900 (N2)	750
KAR 3	Kara y Altin	IMP	1:3	1	2	1400	1300	827 (N1) y 900 (N2)	750
KAR 4	Kara y Altin	IMP	1:3	1	2	1400	1300	828 (N1) y 900 (N2)	750

KAR 5	Kara y Altin	1MP	1:3	1	2	1400	1300	829 (N1) y 900 (N2)	750
KAR 6	Kara y Altin	2MP	1:3	1	2	1400	1300	830 (N1) y 900 (N2)	750
KAR 7	Kara y Altin	AC	1:3	1	2	1400	1300	831 (N1) y 900 (N2)	750
MO 1	Moretti <i>et al.</i>	DC	1:3	1	1	1000	900	825	750
MO 2	Moretti <i>et al.</i>	DC	1:3	1	1	1000	900	825	750
MO 3	Moretti <i>et al.</i>	DC	1:3	1	1	1000	900	825	750
PA 1	Papatheocharis <i>et al.</i>	SM	1:3	1	1	1400	1300	825	750
PA 2	Papatheocharis <i>et al.</i>	DC	1:3	1	1	1400	1300	825	750
PA 3	Papatheocharis <i>et al.</i>	DC	1:3	1	1	1400	1300	825	750
PA 4	Papatheocharis <i>et al.</i>	DC	1:3	1	1	1400	1300	825	750
PA 5	Papatheocharis <i>et al.</i>	DC	1:3	1	1	1400	1300	825	750
PA 6	Papatheocharis <i>et al.</i>	DC	1:3	1	1	1400	1240	825	750
PA 7	Papatheocharis <i>et al.</i>	DC	1:3	1	1	1400	1240	825	750
SO 1	Sonuvar <i>et al.</i>	SM	1:3	1	2	1400	1300	825 (N1) y 900 (N2)	750
SO 2	Sonuvar <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300	825 (N1) y 900 (N2)	750
SO 3	Sonuvar <i>et al.</i>	SM	1:3	1	2	1400	1300	825 (N1) y 900 (N2)	750
SO 4	Sonuvar <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300	825 (N1) y 900 (N2)	750
SO 5	Sonuvar <i>et al.</i>	SM	1:3	1	2	1400	1300	825 (N1) y 900 (N2)	750
SO 6	Sonuvar <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300	825 (N1) y 900 (N2)	750
SO 7	Sonuvar <i>et al.</i>	SM	1:3	1	2	1400	1300	825 (N1) y 900 (N2)	750
SO 8	Sonuvar <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300	825 (N1) y 900 (N2)	750
SO 9	Sonuvar <i>et al.</i>	SM	1:3	1	2	1400	1300	825 (N1) y 900 (N2)	750
SO 10	Sonuvar <i>et al.</i>	DC	1:3	1	2	1400	1300	825 (N1) y 900 (N2)	750
ST 1	Strepelias <i>et al.</i>	DC	3:4	1	4	1900	1600	2060 (N1) y 2250 (N2, N3 y N4)	1870
ST 2	Strepelias <i>et al.</i>	DC	3:4	1	4	1900	1600	2060 (N1) y 2250 (N2, N3 y N4)	1870
ST 3	Strepelias <i>et al.</i>	DC	3:4	1	4	1900	1600	2060 (N1) y 2250 (N2, N3 y N4)	1870
TE 1	Teymur <i>et al.</i>	SM	1:2	1	1	1950	1700	1362.5	1200
TE 2	Teymur <i>et al.</i>	AC	1:2	1	1	1950	1700	1362.5	1200
TE 3	Teymur <i>et al.</i>	AC	1:2	1	1	1950	1700	1362.5	1200
TE 4	Teymur <i>et al.</i>	DC	1:2	1	1	1950	1700	1362.5	1200

*Crujía reforzada

Tabla B.2 Propiedades del marco original

Espécimen	Marco						
	Marco dañado antes de la adición del muro	Reparación del marco	Traslape del refuerzo longitudinal (columnas)			f_c	E
			Sí/No	Longitud (mm)	Reforzamiento	MPa	MPa
AL 1	NA	NA	No	NA	NA	26.2	22514
AL 2	NA	NA	No	NA	NA	13.5	16169
AL 3	No	NA	No	NA	NA	13.5	16169
AL 4	No	NA	No	NA	NA	9.5	13568
AL 5	No	NA	No	NA	NA	9.5	13568
AL 6	NA	NA	No	NA	NA	22.5	20885
AL 7	No	NA	No	NA	NA	28.0	23272
AL 8	No	NA	No	NA	NA	23.1	21139
AL 9	No	NA	No	NA	NA	23.1	21139
AL 10	NA	NA	No	NA	NA	31.5	24690
AL 11	No	NA	No	NA	NA	28.3	23414
AL 12	No	NA	No	NA	NA	28.3	23414
AL 13	NA	NA	No	NA	NA	27.7	23157
AL 14	No	NA	No	NA	NA	27.7	23157
AN 1	NA	NA	No	NA	NA	21.8	20544
AN 2	NA	NA	No	NA	NA	25.3	22132
AN 3	No	NA	No	NA	NA	24.2	21645
AN 4	No	NA	No	NA	NA	22.5	20871
AN 5	No	NA	No	NA	NA	24.3	21690
AN 6	No	NA	No	NA	NA	20.0	19677
AN 7	No	NA	No	NA	NA	20.1	19727
AN 8	No	NA	No	NA	NA	23.9	21511
AN 9	No	NA	No	NA	NA	22.9	21056
AO 1	NA	NA	No	NA	NA	28.1	23343
AO 2	NA	NA	No	NA	NA	29.1	23746
AO 3	NA	NA	No	NA	NA	29.1	23746
AO 4	No	NA	No	NA	NA	29.5	23906
AO 5	No	NA	No	NA	NA	29.5	23906
AO 6	No	NA	No	NA	NA	22.9	21078
AO 7	No	NA	No	NA	NA	22.9	21078
AO 8	No	NA	No	NA	NA	28.3	23424
AO 9	No	NA	No	NA	NA	25.6	22261
AO 10	No	NA	No	NA	NA	22.3	20760
AO 11	No	NA	No	NA	NA	21.9	20577

AO 12	No	NA	No	NA	NA	25.9	22388
CA 1	NA	NA	Sí	32	No	13.0	15864
CA 2	Sí	No	Sí	32	No	13.0	15864
CH 1	No	NA	Sí	55	Fibras de carbono	20.0	30000
CH 2	No	NA	Sí	55	Fibras de carbono	20.0	30000
GA 1	No	NA	Sí	53.34	No	28.6	23528
GA 2	No	NA	Sí	53.34	No	38.4	27282
GA 3	No	NA	Sí	53.34	No	33.1	25304
HA 1	NA	NA	No	NA	NA	17.9	18640
HA 2	NA	NA	No	NA	NA	17.9	18640
HA 3	No	NA	No	NA	NA	17.9	18640
HA 4	No	NA	No	NA	NA	17.9	18640
HA 5	No	NA	No	NA	NA	18.1	18742
HA 6	No	NA	No	NA	NA	18.1	18742
HI 1	NA	NA	No	NA	NA	17.3	18280
HI 2	No	NA	No	NA	NA	17.3	18280
HI 3	No	NA	No	NA	NA	17.3	18280
HI 4	No	NA	No	NA	NA	17.3	18280
HI 5	NA	NA	No	NA	NA	20.6	19968
HI 6	No	NA	No	NA	NA	20.6	19968
HI 7	No	NA	No	NA	NA	20.6	19968
HI 8	No	NA	No	NA	NA	20.6	19968
HI 9	No	NA	No	NA	NA	20.6	19968
HI 10	NA	NA	No	NA	NA	20.6	19968
JI 1	Sí	Reparación del concreto dañado en la zona del traslape	Sí	53.34	Encamisado con concreto reforzado	28.9 (marco original), 31.0 (encamisado) y 36.5 (reparación del traslape)	23654 (marco original), 24498 (encamisado) y 26583 (reparación del traslape)
KAR 1	NA	NA	No	NA	NA	12.2	15369
KAR 2	No	NA	No	NA	NA	13.4	16107
KAR 3	No	NA	No	NA	NA	12.0	15242
KAR 4	No	NA	No	NA	NA	14.0	16463
KAR 5	No	NA	No	NA	NA	12.4	15494
KAR 6	No	NA	No	NA	NA	13.6	16226
KAR 7	No	NA	No	NA	NA	14.5	16755
MO 1	No	NA	No	NA	NA	29.5	23898
MO 2	No	NA	No	NA	NA	29.5	23898
MO 3	No	NA	No	NA	NA	29.3	23817
PA 1	NA	NA	No	NA	NA	28.6	23531
PA 2	No	NA	No	NA	NA	28.6	23531
PA 3	No	NA	No	NA	NA	22.3	20778
PA 4	No	NA	No	NA	NA	22.3	20778

PA 5	No	NA	No	NA	NA	22.0	20638
PA 6	No	NA	No	NA	NA	24.2 (original) y 20.6 (encamisado de columnas)	21645 (original) y 19970 (encamisado de columnas)
PA 7	No	NA	No	NA	NA	22 (original) y 22.7 (encamisado de columnas)	20638 (original) y 20964 (encamisado de columnas)
SO 1	NA	NA	No	NA	NA	14.7	16870
SO 2	Sí	No	No	NA	NA	14.7	16870
SO 3	NA	NA	Sí	10	No	28.1	23324
SO 4	Sí	No	Sí	10	Encamisado con placas de acero	28.1	23324
SO 5	NA	NA	Sí	10	No	19.6	19480
SO 6	Sí	No	Sí	10	No	19.6	19480
SO 7	NA	NA	Sí	10	No	17.5	18407
SO 8	Sí	No	Sí	10	Refuerzo adicional (dos barras corrugadas de 12 mm de diámetro) en el elemento de refuerzo del muro confinado con estribos	17.5	18407
SO 9	NA	NA	Sí	10	No	17.7	18511
SO 10	Sí	No	Sí	10	Refuerzo adicional (cuatro barras lisas de 8 mm de diámetro) en el elemento de refuerzo del muro confinado con estribos	17.7	18511
ST 1	No	Sustitución del concreto dañado en la zona del traslape con mortero epóxico.	Sí	47.6	Fibras de carbono	27.9	23241
ST 2	No	NA	Sí	47.6	Fibras de carbono	24.4	21734
ST 3	No	NA	Sí	47.6	Fibras de carbono	25.6	22262
TE 1	NA	NA	No	NA	NA	16.0	17600
TE 2	Sí	Inyección de resina epóxica	No	NA	NA	12.0	15242
TE 3	No	NA	No	NA	NA	12.0	15242
TE 4	No	NA	No	NA	NA	12.0	15242

Tabla B.3 Propiedades de las vigas de cada espécimen

Espécimen	Ancho	Peralte	Refuerzo longitudinal				Refuerzo transversal					
			Tipo de barra	d_b	Cant. de barras	f_y	Tipo de barra	d_b	Número de barras en cada dirección	Dobleces	Separación	f_y
	mm	MPa		mm		grados		mm				MPa
AL 1	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 2	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 3	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 4	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 5	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 6	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 7	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 8	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 9	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 10	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 11	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 12	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 13	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AL 14	150	150	SD	8	8	SD	SD	4	2	135	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	SD
AN 1	150	300	Corrugada	8	8	592	Lisa	4	2	90	40	326
AN 2	150	300	Corrugada	8	8	592	Lisa	4	2	90	40	326
AN 3	150	300	Corrugada	8	8	592	Lisa	4	2	90	40	326
AN 4	150	300	Corrugada	8	8	592	Lisa	4	2	90	40	326
AN 5	150	300	Corrugada	8	8	592	Lisa	4	2	90	40	326
AN 6	150	300	Corrugada	8	8	592	Lisa	4	2	90	40	326

AN 7	150	300	Corrugada	8	8	592	Lisa	4	2	90	40	326
AN 8	150	300	Corrugada	8	8	592	Lisa	4	2	90	40	326
AN 9	150	300	Corrugada	8	8	592	Lisa	4	2	90	40	326
AO 1	200	400	Corrugada	29	6	SD	SD	SD	2	SD	SD	SD
AO 2	200	400	Corrugada	29	6	SD	SD	SD	2	SD	SD	SD
AO 3	200	400	Corrugada	29	6	SD	SD	SD	2	SD	SD	SD
AO 4	200	400	Corrugada	29	6	SD	SD	SD	2	SD	SD	SD
AO 5	200	400	Corrugada	29	6	SD	SD	SD	2	SD	SD	SD
AO 6	200	400	Corrugada	29	6	SD	SD	SD	2	SD	SD	SD
AO 7	200	400	Corrugada	29	6	SD	SD	SD	2	SD	SD	SD
AO 8	200	400	Corrugada	29	6	SD	SD	SD	2	SD	SD	SD
AO 9	200	400	Corrugada	29	6	SD	SD	SD	2	SD	SD	SD
AO 10	200	400	Corrugada	29	6	SD	SD	SD	2	SD	SD	SD
AO 11	200	400	Corrugada	29	6	SD	SD	SD	2	SD	SD	SD
AO 12	200	400	Corrugada	29	6	SD	SD	SD	2	SD	SD	SD
CA 1	110	150	Lisa	8	4	400	Lisa	4	2	90	100	322
CA 2	110	150	Lisa	8	4	400	Lisa	4	2	90	100	322
CH 1	250	500	Corrugada	12	8	400	Corrugada	8	2	90	200	400
CH 2	250	500	Corrugada	12	8	400	Corrugada	8	2	90	200	400
GA 1	305	914	Corrugada	12.7	18	420	Corrugada	12.7	2	90	152.4	420
GA 2	305	914	Corrugada	12.7	18	420	Corrugada	12.7	2	90	152.4	420
GA 3	305	914	Corrugada	12.7	18	420	Corrugada	12.7	2	90	152.4	420
HA 1	200	200	Corrugada	13	8	348.1	Lisa	4	2	SD	110	225.6
HA 2	200	200	Corrugada	13	8	348.1	Lisa	4	2	SD	110	225.6
HA 3	200	200	Corrugada	13	8	348.1	Lisa	4	2	SD	110	225.6
HA 4	200	200	Corrugada	13	8	348.1	Lisa	4	2	SD	110	225.6
HA 5	200	200	Corrugada	13	8	348.1	Lisa	4	2	SD	110	225.6
HA 6	200	200	Corrugada	13	8	348.1	Lisa	4	2	SD	110	225.6
HI 1	200	200	Corrugada	13	8	390.3	Lisa	3.3	2	SD	80	227.5
HI 2	200	200	Corrugada	13	8	390.3	Lisa	3.3	2	SD	80	227.5
HI 3	200	200	Corrugada	13	8	390.3	Lisa	3.3	2	SD	80	227.5
HI 4	200	200	Corrugada	13	8	390.3	Lisa	3.3	2	SD	80	227.5
HI 5	200	200	Corrugada	13	8	388.4	Lisa	3.3	2	SD	80	532.5
HI 6	200	200	Corrugada	13	8	388.4	Lisa	3.3	2	SD	80	532.5
HI 7	200	200	Corrugada	13	8	388.4	Lisa	3.3	2	SD	80	532.5
HI 8	200	200	Corrugada	13	8	388.4	Lisa	3.3	2	SD	80	532.5

HI 9	200	200	Corrugada	13	8	388.4	Lisa	3.3	2	SD	80	532.5
HI 10	200	200	Corrugada	13	8	388.4	Lisa	3.3	2	SD	80	532.5
JI 1	305	914	Corrugada	12.7	18	420	Corrugada	12.7	2	90	152.4	420
KAR 1	150	150	Corrugada	8	6	453	Lisa	4	2	90	100	272
KAR 2	150	150	Corrugada	8	6	453	Lisa	4	2	90	100	272
KAR 3	150	150	Corrugada	8	6	453	Lisa	4	2	90	100	272
KAR 4	150	150	Corrugada	8	6	453	Lisa	4	2	90	100	272
KAR 5	150	150	Corrugada	8	6	453	Lisa	4	2	90	100	272
KAR 6	150	150	Corrugada	8	6	453	Lisa	4	2	90	100	272
KAR 7	150	150	Corrugada	8	6	453	Lisa	4	2	90	100	272
MO 1	100	150	Lisa	6	8	350	Lisa	3	2	135	60	560
MO 2	100	150	Lisa	6	8	350	Lisa	3	2	135	60	560
MO 3	100	150	Lisa	6	8	350	Lisa	3	2	135	60	560
PA 1	100	150	Lisa	6	8	350	Lisa	3	2	135	60	560
PA 2	100	150	Lisa	6	8	350	Lisa	3	2	135	60	560
PA 3	100	150	Lisa	6	8	350	Lisa	3	2	135	60	560
PA 4	100	150	Lisa	6	8	350	Lisa	3	2	135	60	560
PA 5	100	150	Lisa	6	8	350	Lisa	3	2	135	60	560
PA 6	100	150	Lisa	6	8	350	Lisa	3	2	135	60	560
PA 7	100	150	Lisa	6	8	350	Lisa	3	2	135	60	560
SO 1	150	150	Corrugada	8	6	224	SD	4	2	90	100	SD
SO 2	150	150	Corrugada	8	6	224	SD	4	2	90	100	SD
SO 3	150	150	Corrugada	8	6	224	SD	4	2	90	100	SD
SO 4	150	150	Corrugada	8	6	224	SD	4	2	90	100	SD
SO 5	150	150	Corrugada	8	6	224	SD	4	2	90	100	SD
SO 6	150	150	Corrugada	8	6	224	SD	4	2	90	100	SD
SO 7	150	150	Corrugada	8	6	224	SD	4	2	90	100	SD
SO 8	150	150	Corrugada	8	6	224	SD	4	2	90	100	SD
SO 9	150	150	Corrugada	8	6	224	SD	4	2	90	100	SD
SO 10	150	150	Corrugada	8	6	224	SD	4	2	90	100	SD
ST 1	190	380	Corrugada	12 y 16	4 (12 mm) y 2 (16 mm)	542 (12 mm) y 523 (16 mm)	Lisa	6	2	90	SD	283
ST 2	190	380	Corrugada	12 y 16	4 (12 mm) y 2 (16 mm)	542 (12 mm) y 523 (16 mm)	Lisa	6	2	90	SD	283
ST 3	190	380	Corrugada	12 y 16	4 (12 mm) y 2 (16 mm)	542 (12 mm) y 523 (16 mm)	Lisa	6	2	90	SD	283

TE 1	200	325	SD	10 y 16	2 (10 mm) y 3 (16 mm)	270	SD	6	2	90	200	SD
TE 2	200	325	SD	10 y 16	2 (10 mm) y 3 (16 mm)	270	SD	6	2	90	200	SD
TE 3	200	325	SD	10 y 16	2 (10 mm) y 3 (16 mm)	270	SD	6	2	90	200	SD
TE 4	200	325	SD	10 y 16	2 (10 mm) y 3 (16 mm)	270	SD	6	2	90	200	SD

Tabla B.4 Propiedades de las columnas

Especímen	Dimensión perpendicular a la dirección del marco	Dimensión paralela a la dirección del marco	Refuerzo longitudinal				
			Tipo de barra	d_b	Cantidad de barras	Cuantía	f_y
	mm	mm		MPa			
AL 1	149.9	99.1	SD	10	4	0.021	387
AL 2	149.9	99.1	SD	10	4	0.021	335
AL 3	149.9	99.1	SD	10	4	0.021	335
AL 4	149.9	99.1	SD	10	4	0.021	291
AL 5	149.9	99.1	SD	10	4	0.021	291
AL 6	149.9	99.1	SD	10	8	0.042	345
AL 7	149.9	99.1	SD	10	8	0.042	345
AL 8	149.9	99.1	SD	10	8	0.042	348
AL 9	149.9	99.1	SD	10	8	0.042	348
AL 10	149.9	99.1	SD	10	8	0.042	319
AL 11	149.9	99.1	SD	10	8	0.042	340
AL 12	149.9	99.1	SD	10	8	0.042	345
AL 13	149.9	99.1	SD	10	8	0.042	324
AL 14	149.9	99.1	SD	10	8	0.042	329
AN 1	150	100	Corrugada	10	4	0.021	475
AN 2	150	100	Corrugada	10	4	0.021	475
AN 3	150	100	Corrugada	10	4	0.021	475
AN 4	150	100	Corrugada	10	4	0.021	475
AN 5	150	100	Corrugada	10	4	0.021	475
AN 6	150	100	Corrugada	10	4	0.021	475
AN 7	150	100	Corrugada	10	4	0.021	475
AN 8	150	100	Corrugada	10	4	0.021	475
AN 9	150	100	Corrugada	10	4	0.021	475
AO 1	200	200	Corrugada	13	4	0.013	361
AO 2	200	200	Corrugada	13	12	0.038	361
AO 3	200	400	Corrugada	13	12	0.019	361
AO 4	200	200	Corrugada	13	4	0.013	361
AO 5	200	200	Corrugada	13	4	0.013	361
AO 6	200	200	Corrugada	13	12	0.038	361

AO 7	200	400	Corrugada	13	12	0.019	361
AO 8	200	200	Corrugada	13	12	0.038	377
AO 9	200	200	Corrugada	13 y 16	8 (13 mm) y 4 (16 mm)	0.047	376.6 (13mm) y 343.2 (16 mm)
AO 10	200	200	Corrugada	13	12	0.038	377
AO 11	200	200	Corrugada	13	12	0.038	377
AO 12	200	200	Corrugada	13	12	0.038	377
CA 1	110	110	Lisa	8	4	0.017	400
CA 2	110	110	Lisa	8	4	0.017	400
CH 1	250	400	Corrugada	20	4	0.013	400
CH 2	250	400	Corrugada	20	4	0.013	400
GA 1	305	305	Corrugada	22.2	4	0.017	420
GA 2	305	305	Corrugada	22.2	4	0.017	420
GA 3	305	305	Corrugada	22.2	4	0.017	420
HA 1	200	200	Corrugada	13	4	0.013	348
HA 2	200	200	Corrugada	13	4	0.013	348
HA 3	200	200	Corrugada	13	4	0.013	348
HA 4	200	200	Corrugada	13	4	0.013	348
HA 5	200	200	Corrugada	13	4	0.013	348
HA 6	200	200	Corrugada	13	4	0.013	348
HI 1	200	200	Corrugada	13	4	0.013	390
HI 2	200	200	Corrugada	13	4	0.013	390
HI 3	200	200	Corrugada	13	4	0.013	390
HI 4	200	200	Corrugada	13	4	0.013	390
HI 5	200	200	Corrugada	13	4	0.013	388
HI 6	200	200	Corrugada	13	4	0.013	388
HI 7	200	200	Corrugada	13	4	0.013	388
HI 8	200	200	Corrugada	13	4	0.013	388
HI 9	200	200	Corrugada	13	4	0.013	388
HI 10	200	200	Corrugada	13	4	0.013	388
JI 1	305 (original) y 508 (con encamisado)	305 (original) y 457 (con encamisado)	Corrugada	22.2 (original) y 12.7 (encamisado)	4 (original) y 4 (encamisado)	0.017 (original) y 0.0089 (original y encamisado)	420
KAR 1	150	100	Corrugada	10	4	0.021	506
KAR 2	150	100	Corrugada	10	4	0.021	506
KAR 3	150	100	Corrugada	10	4	0.021	506

KAR 4	150	100	Corrugada	10	4	0.021	506
KAR 5	150	100	Corrugada	10	4	0.021	506
KAR 6	150	100	Corrugada	10	4	0.021	506
KAR 7	150	100	Corrugada	10	4	0.021	506
MO 1	100	100	Lisa	6	6	0.017	350
MO 2	100	100	Lisa	6	6	0.017	350
MO 3	100	100	Lisa	6	6	0.017	350
PA 1	100	100	Lisa	6	6	0.017	350
PA 2	100	100	Lisa	6	6	0.017	350
PA 3	100	100	Lisa	6	6	0.017	350
PA 4	100	100	Lisa	6	6	0.017	350
PA 5	100	100	Lisa	6	6	0.017	350
PA 6	100 (original) y 160 (con encamisado)	100 (original) y 160 (con encamisado)	Lisa	6 (original) y 8 (encamisado)	6 (original) y 12 (encamisado)	0.017 (original) y 0.0302 (original y encamisado)	350 (original) y 450 (encamisado)
PA 7	100 (original) y 160 (con encamisado)	100 (original) y 160 (con encamisado)	Lisa	6 (original) y 8 (encamisado)	6 (original) y 12 (encamisado)	0.017 (original) y 0.0302 (original y encamisado)	350 (original) y 450 (encamisado)
SO 1	150	100	Corrugada	8	4	0.013	224
SO 2	150	100	Corrugada	8	4	0.013	224
SO 3	150	100	Corrugada	8	4	0.013	224
SO 4	150	100	Corrugada	8	4	0.013	224
SO 5	150	100	Corrugada	8	4	0.013	224
SO 6	150	100	Corrugada	8	4	0.013	224
SO 7	150	100	Corrugada	8	4	0.013	224
SO 8	150	100	Corrugada	8	4	0.013	224
SO 9	150	100	Corrugada	8	4	0.013	224
SO 10	150	100	Corrugada	8	4	0.013	224
ST 1	190	300	Corrugada	14	4	0.011	551
ST 2	190	300	Corrugada	14	4	0.011	557
ST 3	190	300	Corrugada	14	4	0.011	507
TE 1	200	250	SD	16	4 (inferior) y 5 (superior)	0.0161 (inferior) y 0.0201 (superior)	270
TE 2	200	250	SD	16	4 (inferior) y 5 (superior)	0.0161 (inferior) y 0.0201 (superior)	270
TE 3	200	250	SD	16	4 (inferior) y 5 (superior)	0.0161 (inferior) y 0.0201 (superior)	270
TE 4	200	250	SD	16	4 (inferior) y 5 (superior)	0.0161 (inferior) y 0.0201 (superior)	270

Tabla B.5 Propiedades del refuerzo transversal de las columnas

Especimen	Refuerzo transversal							
	Tipo de barra	d_b	Número de barras en cada dirección	Cuantía	s/h	Doblez	Separación	f_y
		mm					mm	MPa
AL 1	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	387
AL 2	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	335
AL 3	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	335
AL 4	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	291
AL 5	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	291
AL 6	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	345
AL 7	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	345
AL 8	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	348
AL 9	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	348
AL 10	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	319
AL 11	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	340
AL 12	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	345
AL 13	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	324
AL 14	SD	6	2	0.00449	0.41	SD	40.6 (extremos) y 81.3 (centro)	329
AN 1	Lisa	6	2	0.00444	0.40	90	40 (extremos) y 80 (centro)	427
AN 2	Lisa	6	2	0.00444	0.40	90	40 (extremos) y 80 (centro)	427
AN 3	Lisa	6	2	0.00444	0.40	90	40 (extremos) y 80 (centro)	427
AN 4	Lisa	6	2	0.00444	0.40	90	40 (extremos) y 80 (centro)	427
AN 5	Lisa	6	2	0.00444	0.40	90	40 (extremos) y 80 (centro)	427
AN 6	Lisa	6	2	0.00444	0.40	90	40 (extremos) y 80 (centro)	427
AN 7	Lisa	6	2	0.00444	0.40	90	40 (extremos) y 80 (centro)	427
AN 8	Lisa	6	2	0.00444	0.40	90	40 (extremos) y 80 (centro)	427
AN 9	Lisa	6	2	0.00444	0.40	90	40 (extremos) y 80 (centro)	427
AO 1	Corrugada	6	2	0.00154	0.25	135	50	391
AO 2	Corrugada	6	2	0.00154	0.25	135	50	355
AO 3	Corrugada	6	2	0.00074	0.13	135	50	355
AO 4	Corrugada	6	2	0.00154	0.25	135	50	391
AO 5	Corrugada	6	2	0.00154	0.25	135	50	391
AO 6	Corrugada	6	2	0.00154	0.25	135	50	355
AO 7	Corrugada	6	2	0.00074	0.13	135	50	355

AO 8	Corrugada	6	2	0.00154	0.25	135	50	388
AO 9	Corrugada	6	2	0.00155	0.25	135	50	388
AO 10	Corrugada	6	2	0.00154	0.25	135	50	388
AO 11	Corrugada	6	2	0.00154	0.25	135	50	388
AO 12	Corrugada	6	2	0.00154	0.25	135	50	388
CA 1	Lisa	4	2	0.00238	0.91	90	100	322
CA 2	Lisa	4	2	0.00238	0.91	90	100	322
CH 1	Corrugada	8	2	0.00112	0.50	90	200	400
CH 2	Corrugada	8	2	0.00112	0.50	90	200	400
GA 1	Corrugada	9.5	2	0.00171	1.00	90	305	420
GA 2	Corrugada	9.5	2	0.00171	1.00	90	305	420
GA 3	Corrugada	9.5	2	0.00171	1.00	90	305	420
HA 1	Lisa	4	2	0.00068	0.55	SD	110	226
HA 2	Lisa	4	2	0.00068	0.55	SD	110	226
HA 3	Lisa	4	2	0.00068	0.55	SD	110	226
HA 4	Lisa	4	2	0.00068	0.55	SD	110	226
HA 5	Lisa	4	2	0.00068	0.55	SD	110	226
HA 6	Lisa	4	2	0.00068	0.55	SD	110	226
HI 1	Lisa	3.3	2	0.00093	0.40	SD	80	228
HI 2	Lisa	3.3	2	0.00093	0.40	SD	80	228
HI 3	Lisa	3.3	2	0.00093	0.40	SD	80	228
HI 4	Lisa	3.3	2	0.00093	0.40	SD	80	228
HI 5	Lisa	3.3	2	0.00093	0.40	SD	80	533
HI 6	Lisa	3.3	2	0.00093	0.40	SD	80	533
HI 7	Lisa	3.3	2	0.00093	0.40	SD	80	533
HI 8	Lisa	3.3	2	0.00093	0.40	SD	80	533
HI 9	Lisa	3.3	2	0.00093	0.40	SD	80	533
HI 10	Lisa	3.3	2	0.00093	0.40	SD	80	533
JI 1	Corrugada	9.5 (original) y 12.7 (encamisado)	2 (original) y 2 (encamisado)	0.00170	1.00	90 (original) y 135 (encamisado)	305 (original), 102 (centro del encamisado) y 51 (extremos del encamisado)	420
KAR 1	Lisa	4	2	0.00197	1.00	90	100	272
KAR 2	Lisa	4	2	0.00197	1.00	90	100	272
KAR 3	Lisa	4	2	0.00197	1.00	90	100	272
KAR 4	Lisa	4	2	0.00197	1.00	90	100	272
KAR 5	Lisa	4	2	0.00197	1.00	90	100	272

KAR 6	Lisa	4	2	0.00197	1.00	90	100	272
KAR 7	Lisa	4	2	0.00197	1.00	90	100	272
MO 1	Lisa	3	2	0.00162	0.60	135	60	560
MO 2	Lisa	3	2	0.00162	0.60	135	60	560
MO 3	Lisa	3	2	0.00162	0.60	135	60	560
PA 1	Lisa	3	2	0.00162	0.60	135	60	560
PA 2	Lisa	3	2	0.00162	0.60	135	60	560
PA 3	Lisa	3	2	0.00162	0.60	135	60	560
PA 4	Lisa	3	2	0.00162	0.60	135	60	560
PA 5	Lisa	3	2	0.00162	0.60	135	60	560
PA 6	Lisa	3	2 (original) y 3 (encamisado)	0.00160	0.60	135	60 (original) y 40 (encamisado)	560
PA 7	Lisa	3	2 (original) y 3 (encamisado)	0.00160	0.60	135	60 (original) y 40 (encamisado)	560
SO 1	SD	4	2	0.00195	1.00	90	100	224
SO 2	SD	4	2	0.00195	1.00	90	100	224
SO 3	SD	4	2	0.00195	1.00	90	100	224
SO 4	SD	4	2	0.00195	1.00	90	100	224
SO 5	SD	4	2	0.00195	1.00	90	100	224
SO 6	SD	4	2	0.00195	1.00	90	100	224
SO 7	SD	4	2	0.00195	1.00	90	100	224
SO 8	SD	4	2	0.00195	1.00	90	100	224
SO 9	SD	4	2	0.00195	1.00	90	100	224
SO 10	SD	4	2	0.00195	1.00	90	100	224
ST 1	Lisa	6	2	0.00107	0.50	90	150	283
ST 2	Lisa	6	2	0.00107	0.50	90	150	283
ST 3	Lisa	6	2	0.00107	0.50	90	150	283
TE 1	SD	6	2	0.00125	0.80	90	200	270
TE 2	SD	6	2	0.00125	0.80	90	200	270
TE 3	SD	6	2	0.00125	0.80	90	200	270
TE 4	SD	6	2	0.00125	0.80	90	200	270

Tabla B.6 Propiedades de la conexión con el marco original

Especímen	Anclaje							Preparación de la superficie del concreto en la interfaz	
	Tipo de anclaje	Anclaje en:	Tipo de barra	d_b	Separación	Profundidad en marco	f_y	Sí/No	Rugosidad (mm)
				mm	mm	mm	MPa		
AL 3	Refuerzo diagonal soldado en el refuerzo del marco	Col., viga y cim.	NA	NA	NA	NA	NA	SD	SD
AL 4	Refuerzo de los extremos del panel soldado en el refuerzo del marco	Col., viga y cim.	NA	NA	NA	NA	NA	SD	SD
AL 5	Sin anclaje	Sin anclaje	NA	NA	NA	NA	NA	SD	SD
AL 7	Refuerzo de los extremos del panel soldado en el refuerzo del marco	Col., viga y cim.	NA	NA	NA	NA	NA	SD	SD
AL 8	Anclas adheridas con resina epoxi en vigas y soldadura en columnas	Col., viga y cim.	SD	SD	SD	SD	ED	SD	SD
AL 9	Refuerzo diagonal soldado en el refuerzo del marco	Col., viga y cim.	NA	NA	NA	NA	NA	SD	SD
AL 11	Refuerzo diagonal soldado en el refuerzo del marco	Col., viga y cim.	NA	NA	NA	NA	NA	SD	SD
AL 12	Anclas adheridas con resina epoxi en vigas y soldadura en columnas	Col., viga y cim.	SD	SD	SD	SD	ED	SD	SD
AL 14	Refuerzo de los extremos del panel soldado en el refuerzo del marco	Col., viga y cim.	NA	NA	NA	NA	NA	SD	SD
AN 3	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.) y 163 (viga y cim.)	80 (col.), 150 (viga) y 200 (cim.)	475	Sí	3 a 5
AN 4	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.) y 130 (viga y cim.)	80 (col.), 150 (viga) y 200 (cim.)	475	Sí	3 a 5
AN 5	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.) y 173 (viga y cim.)	80 (col.), 150 (viga) y 200 (cim.)	475	Sí	3 a 5
AN 6	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.) y 211 (viga y cim.)	80 (col.), 150 (viga) y 200 (cim.)	475	Sí	3 a 5

AN 7	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.) y 179 (viga y cim.)	80 (col.), 150 (viga) y 200 (cim.)	475	Sí	3 a 5
AN 8	Anclas con resina epoxi	Viga y cim.	Corrugada	10	173	150 (viga) y 200 (cim.)	475	Sí	3 a 5
AN 9	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.) y 163 (viga y cim.)	80 (col.), 150 (viga) y 200 (cim.)	475	Sí	3 a 5
AO 4	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Con tuerca	10	ED	80	346	Sí	SD
AO 5	Mecánico	Col., viga y cim.	Con tuerca	10	ED	75	346	Sí	SD
AO 6	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Con tuerca	10	ED	80	346	Sí	SD
AO 7	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Con tuerca	10	ED	80	346	Sí	SD
AO 8	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Con tuerca	10	ED	100	381	Sí	SD
AO 9	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Con tuerca	10	ED	100	381	Sí	SD
AO 10	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Con tuerca	10	ED	100	381	Sí	SD
AO 11	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Con tuerca	10	ED	100	381	Sí	SD
AO 12	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Con tuerca	10	ED	100	381	Sí	SD
CA 2	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.), 200 (vigas) y 100 (cim.)	100 (col. y viga del N2) y 150 (cim.)	757	SD	SD
CH 1	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	Anclas largas traslapadas: 12 (N1) y 10 (N2). Anclas cortas: 20 (N1 y N2), 18 (N3) y 16 (N4)	Anclas largas traslapadas: 200. Anclas cortas: 100	Anclas largas traslapadas: 230 (N1) y 170 (N2). Anclas cortas: 160 (N1 este e inf.), 190 (N1 oeste y sup.), 160 (N2), 145 (N3) y 130 (N4)	450	SD	SD
CH 2	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	Anclas largas traslapadas: 10 (N1) y 8 (N2). Anclas cortas: 20 (N1), 18 (N2), 16 (N3 y N4)	Anclas largas traslapadas: 200. Anclas cortas: 100	Anclas largas traslapadas: 230 (N1) y 170 (N2). Anclas cortas: 160 (N1), 145 (N2) y 130 (N3 y N4)	450	SD	SD
GA 1	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	19.05	305	229	420	Sí	6.35
GA 2	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	19.05	305	229	420	Sí	6.35
GA 3	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	19.05	305	229	420	Sí	6.35
HA 3	Llaves de cortante (altura, longitud y espesor de 20, 40 y 75 mm, respectivamente) con adhesivo en la interfaz	Col., viga y cim.	NA	NA	NA	NA	NA	Adhesivo	NA

HA 4	Mecánico	Viga superior	Lisa	9	100	40	274	Sí (col. y viga inferior)	SD
HA 5	Mecánico	Col., viga y cim.	Lisa	9	100	40	274	No	SD
HA 6	Mecánico	Col., viga y cim.	Lisa	9	100	40	274	Sí (col. y viga inferior)	SD
HI 2	Mecánico	Viga y cim.	Anclaje mecánico	9	120	SD	SD	SD	SD
HI 3	Mecánico	Viga y cim.	Anclaje mecánico	9	SD	SD	SD	SD	SD
HI 4	Mecánico	Viga y cim.	Anclaje mecánico	9	SD	SD	SD	SD	SD
HI 6	Mecánico	Viga y cim.	Anclaje mecánico	9	SD	SD	SD	SD	SD
HI 7	Mecánico	Viga y cim.	Anclaje mecánico	9	SD	SD	SD	SD	SD
HI 8	Mecánico	Viga y cim.	Anclaje mecánico	9	SD	SD	SD	SD	SD
HI 9	Mecánico	Viga y cim.	Anclaje mecánico	9	Dos anclas cada 100	SD	SD	SD	SD
JI 1	Anclaje en encamisado de las columnas y anclas con resina epóxica en viga y cimentación	Col., viga y cim.	Corrugada	19.05	SD	229	420	Sí	12.7
KAR 2	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.) y 163 (vigas y cim.)	80 (col.), 130 (viga del N2) y 200 (cim.)	506	SD	SD
KAR 3	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.) y 130 (vigas y cim.)	80 (col.), 130 (viga del N2) y 200 (cim.)	506	SD	SD
KAR 4	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.) y 173 (vigas y cim.)	80 (col.), 130 (viga del N2) y 200 (cim.)	506	SD	SD
KAR 5	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.) y 211 (vigas y cim.)	80 (col.), 130 (viga del N2) y 200 (cim.)	506	SD	SD
KAR 6	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.) y 179 (vigas y cim.)	80 (col.), 130 (viga del N2) y 200 (cim.)	506	SD	SD
KAR 7	Anclas con resina epoxi	Viga y cim.	Corrugada	10	173	130 (viga del N2) y 200 (cim.)	506	SD	SD
MO 1	Anclas con resina epoxi	Viga y cim.	Corrugada	6	100	60 (viga) y 120 (cim.)	470	No	NA

MO 2	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	6	100	60 (col. y viga) y 120 (cim.)	470	No	NA
MO 3	Anclas con resina epoxi	Viga y cim.	Corrugada	6	100	50	470	No	NA
PA 2	Sin anclaje	Sin anclaje	NA	NA	NA	NA	NA	No	NA
PA 3	Sin anclaje	Sin anclaje	NA	NA	NA	NA	NA	No	NA
PA 4	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	6	100	50	470	No	NA
PA 5	Anclas con resina epoxi	Viga y cim.	Corrugada	6	100	50	470	No	NA
PA 6	Muro con encamisado de las columnas sin anclas	Muro con encamisado de las columnas sin anclas	NA	NA	NA	NA	NA	Sí	2
PA 7	Anclas con resina epóxica y encamisado de las columnas	Col., viga y cim.	Corrugada	6	100	60 (col. y viga) y 120 (cim.)	470	Sí	2
SO 2	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.), 200 (vigas) y 100 (cim.)	60 (viga del N2 y col.) y 130 (cim.)	320	SD	SD
SO 4	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.), 200 (vigas) y 100 (cim.)	60 (viga del N2 y col.) y 130 (cim.)	320	SD	SD
SO 6	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10	150 (col.), 200 (vigas) y 100 (cim.)	60 (viga del N2 y col.) y 130 (cim.)	320	SD	SD
SO 8	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10 (col. y cim.) y 12 (vigas)	150 (col.), 110 (vigas) y 100 (cim.)	60 (viga del N2 y col.) y 130 (cim.)	320	SD	SD
SO 10	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	10 (col. y cim.) y 12 (vigas)	100 (cim.), 110 (vigas) y 150 (col.)	60 (viga del N2 y col.) y 130 (cim.)	320	SD	SD
ST 1	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	Anclas largas traslapadas: 10 (N1) y 8 (N2, N3 y N4) . Anclas cortas: 16 (N1, N2 y N3) y 14 (N4).	Anclas largas traslapadas: 185 (N1), 170 (N2) y 260 (N3 y N4). Anclas cortas: 92.5 (N1), 85 (N2), 130 (N3 y N4)	SD	545 (8 mm), 504 (10 mm), 551 (14 mm) y 540 (16 mm)	No	NA
ST 2	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	16	85 (N1), 130 (N2) y 580 (N3 y N4)	SD	567	No	NA

ST 3	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	Corrugada	14 (N1), 12 (N2) y 16 (N3 y N4)	130 (N1 y N2) y 580 (N3 y N4)	SD	504 (14 mm), 533 (12 mm) y 567 (16 mm)	No	NA
TE 2	Anclas con resina epoxi	Viga y cim.	-	10	200	150	SD	SD	SD
TE 3	Anclas con resina epoxi	Viga y cim.	-	10	200	150	SD	SD	SD
TE 4	Anclas con resina epoxi	Col., viga y cim.	SD	10	300	150	SD	SD	SD

Tabla B.7 Propiedades geométricas de los muros diagrama parciales

Especímen	Clasificación	Segmento de muro (especímenes MP, AC, AV y AP)		Abertura (especímenes AV y AP)	
		Altura	Longitud	Altura	Longitud
		mm	mm	mm	mm
AN 4	1MP	750	325	NA	NA
AN 5	1MP	750	650	NA	NA
AN 6	1MP	750	975	NA	NA
AN 7	2MP	750	487.5	NA	NA
AN 8	AC	750	650	NA	NA
AN 9	AV	434	487.5	434	325
AO 10	AV	400	565	400	670
AO 11	AV	400	565	400	670
AO 12	AV	300	650	300	500
GA 2	AV	810	1170	810	1420
GA 3	AP	1420	1370	1420	1020
HI 6	2MP	900	380	NA	NA
HI 7	AC	900	380	NA	NA
KAR 3	1MP	750	325	NA	NA
KAR 4	1MP	750	650	NA	NA
KAR 5	1MP	750	975	NA	NA
KAR 6	2MP	750	487.5	NA	NA
KAR 7	AC	750	650	NA	NA
TE 2	AC	1200	1300	NA	NA
TE 3	AC	1200	1300	NA	NA

Tabla B.8 Propiedades del muro adicionado

Espécimen	Tipo de concreto	Espesor	f_c	E	Tipo de barra	d_b	Separación del refuerzo vertical y horizontal	Número de capas	Cuantía		f_y
		mm	MPa	MPa		mm	mm		Vertical	Horizontal	MPa
AL 1	Colado en sitio	50.8	26.2	22514	Malla de alambre soldado	SD	SD	SD	0.0054	0.0063	585
AL 2	Colado en sitio	50.8	13.5	16169	SD	SD	SD	SD	0.0077	0.0089	309
AL 3	Colado en sitio	50.8	11.6	15014	SD	SD	SD	SD	0.0061	0.0105	323
AL 4	Colado en sitio	50.8	9.8	13763	SD	SD	SD	SD	0.0095	0.0119	336
AL 5	Colado en sitio	50.8	9.8	13763	SD	SD	SD	SD	0.0077	0.0089	366
AL 6	Colado en sitio	50.8	22.5	20885	SD	SD	SD	SD	0.0077	0.0089	298
AL 7	Colado en sitio	50.8	20.5	19937	SD	SD	SD	SD	0.0095	0.0119	313
AL 8	Colado en sitio	50.8	17.8	18551	SD	SD	SD	SD	0.0077	0.0089	335
AL 9	Colado en sitio	50.8	17.8	18551	SD	SD	SD	SD	0.0061	0.0105	343
AL 11	Colado en sitio	50.8	22.0	20628	SD	SD	SD	SD	0.0061	0.0105	314
AL 12	Colado en sitio	50.8	22.0	20628	SD	SD	SD	SD	0.0077	0.0089	311
AL 13	Colado en sitio	50.8	27.7	23157	SD	SD	SD	SD	0.0077	0.0089	306
AL 14	Colado en sitio	50.8	27.1	22925	SD	SD	SD	SD	0.0095	0.0119	313
AN 2	Colado en sitio	50	25.3	22132	Lisa	6	140	2	0.0081	0.0081	427
AN 3	Colado en sitio	50	20.7	20019	Lisa	6	140	2	0.0081	0.0081	427
AN 4	Colado en sitio	50	20.1	19727	Lisa	6	65 (vertical) y 140 (horizontal)	2	0.0174	0.0081	427
AN 5	Colado en sitio	50	22.5	20871	Lisa	6	122 (vertical) y 140 (horizontal)	2	0.0093	0.0081	427
AN 6	Colado en sitio	50	22.0	20638	Lisa	6	140	2	0.0081	0.0081	427
AN 7	Colado en sitio	50	22.8	21010	Lisa	6	112 (vertical) y 140 (horizontal)	2	0.0101	0.0081	427
AN 8	Colado en sitio	50	25.3	22132	Lisa	6	92 (vertical) y 140 (horizontal)	2	0.0123	0.0081	427
AN 9	Colado en sitio	50	22.1	20685	Lisa	6	140	2	0.0081	0.0081	427
AO 1	Colado en sitio	100	28.1	23343	Corrugada	6	75	2	0.0075	0.0075	391
AO 2	Colado en sitio	100	29.1	23746	Corrugada	6	75	2	0.0075	0.0075	355
AO 3	Colado en sitio	100	29.1	23746	Corrugada	6	75	2	0.0075	0.0075	355
AO 4	Colado en sitio	100	28.1	23343	Corrugada	6	75	2	0.0075	0.0075	391
AO 5	Colado en sitio	100	28.1	23343	Corrugada	6	75	2	0.0075	0.0075	391
AO 6	Colado en sitio	100	29.1	23746	Corrugada	6	75	2	0.0075	0.0075	355

AO 7	Colado en sitio	100	29.1	23746	Corrugada	6	75	2	0.0075	0.0075	355
AO 8	De contracción compensada	100	21.8	20530	Corrugada	6	75	2	0.0075	0.0075	388
AO 9	De contracción compensada	100	21.8	20530	Corrugada	6	75	2	0.0075	0.0075	388
AO 10	De contracción compensada	100	17.8	18538	Corrugada	6	75	2	0.0075	0.0075	388
AO 11	De contracción compensada	100	17.8	18538	Corrugada	6	75	2	0.0075	0.0075	388
AO 12	De contracción compensada	100	17.8	18538	Corrugada	6	75	2	0.0075	0.0075	388
CA 2	Colado en sitio	70	30.8	24419	Lisa	6	150	2	0.0055	0.0057	378
CH 1	Colado en sitio	250	20.0	30000	Corrugada	12 (N1), 10 (N2) y 8 (N3 y N4)	200	2	0.00452 (N1), 0.00314 (N2) y 0.00201 (N3 y N4)	0.00452 (N1), 0.00314 (N2) y 0.00201 (N3 y N4)	450
CH 2	Colado en sitio	250	20.0	30000	Corrugada	10 (N1) y 8 (N2, N3 y N4)	200	2	0.00314 (N1) y 0.00201 (N2, N3 y N4)	0.00314 (N1) y 0.00201 (N2, N3 y N4)	450
GA 1	Lanzado neumático	133.4	22.3	20757	Corrugada	12.7	305	1	0.0031	0.0031	420
GA 2	Lanzado neumático	133.4	23.5	21327	Corrugada	12.7	305	1	0.0031	0.0031	420
GA 3	Lanzado neumático	133.4	24.9	21944	Corrugada	12.7	305	1	0.0031	0.0031	420
HA 2	Colado en sitio	75	17.9	18640	Malla de alambre soldado	6	50	1	0.0075	0.0075	SD
HA 3	Colado en sitio	75	30.0 y 38.6	24100 ($f_c=30$ MPa) y 27337 ($f_c=38.6$ MPa)	Malla de alambre soldado	6	50	1	0.0075	0.0075	SD
HA 4	Colado en sitio	75	26.7	22725	Malla de alambre soldado	6	50	1	0.0075	0.0075	SD
HA 5	Colado en sitio	75	30.0 y 38.6	24100 ($f_c=30$ MPa) y 27337 ($f_c=38.6$ MPa)	Malla de alambre soldado	6	50	1	0.0075	0.0075	SD

HA 6	Colado en sitio	75	30.0 y 38.6	24100 ($f_c=30$ MPa) y 27337 ($f_c=38.6$ MPa)	Malla de alambre soldado	6	50	1	0.0075	0.0075	SD
HI 2	Colado en sitio	75	21.5	20391	Corrugada	6	50	1	0.0075	0.0075	336
HI 3	Prefabricado	75	23.7	21435	Corrugada	6	50	1	0.0075	0.0075	336
HI 4	Prefabricado	75	23.7	21435	Corrugada	6	50	1	0.0075	0.0075	336
HI 6	Prefabricado	75	22.4	20806	Corrugada	6	50	1	0.0075	0.0075	369
HI 7	Prefabricado	75	22.4	20806	Corrugada	6	50	1	0.0075	0.0075	369
HI 8	Prefabricado	75	22.4	20806	Corrugada	6	50	1	0.0075	0.0075	369
HI 9	Prefabricado	75	22.4	20806	Corrugada	6	50	1	0.0075	0.0075	369
HI 10	Colado en sitio	75	20.6	19968	Corrugada	6	150	1	0.0025	0.0025	369
JI 1	Colado en sitio	133.4	31.0	24500	Corrugada	12.7	305	1	0.0031	0.0031	420
KAR 2	Colado en sitio	50	26.0	22436	Lisa	6	140	2	0.0081	0.0081	395
KAR 3	Colado en sitio	50	25.7	22306	Lisa	6	65 (vertical) y 140 (horizontal)	2	0.0174	0.0081	395
KAR 4	Colado en sitio	50	26.2	22522	Lisa	6	122 (vertical) y 140 (horizontal)	2	0.0093	0.0081	395
KAR 5	Colado en sitio	50	27.0	22863	Lisa	6	140	2	0.0081	0.0081	395
KAR 6	Colado en sitio	50	27.7	23158	Lisa	6	112 (vertical) y 140 (horizontal)	2	0.0101	0.0081	395
KAR 7	Colado en sitio	50	26.8	22778	Lisa	6	92 (vertical) y 140 (horizontal)	2	0.0123	0.0081	395
MO 1	Colado en sitio	50	29.4	23858	Corrugada	5	100	2	0.0079	0.0079	500
MO 2	Colado en sitio	50	26.9	22821	Corrugada	5	100	2	0.0079	0.0079	500
MO 3	Colado en sitio	50	29.4	23858	Corrugada	5	100	2	0.0079	0.0079	500
PA 2	Colado en sitio	50	22.3	20778	Corrugada	5	100	2	0.0079	0.0079	500
PA 3	Colado en sitio	50	27.8	23199	Corrugada	5	100	2	0.0079	0.0079	500
PA 4	Colado en sitio	50	27.8	23199	Corrugada	5	100	2	0.0079	0.0079	500
PA 5	Colado en sitio	50	26.8	22778	Corrugada	5	100	2	0.0079	0.0079	500
PA 6	Colado en sitio	50	20.6	19970	Corrugada	5	100	2	0.0079	0.0079	500
PA 7	Colado en sitio	50	22.7	20964	Corrugada	5	100	2	0.0079	0.0079	500
SO 2	Colado en sitio	60	32.1	24929	SD	6	150	2	0.0063	0.0063	320
SO 4	Colado en sitio	60	22.7	20964	SD	6	150	2	0.0063	0.0063	320
SO 6	Colado en sitio	60	34.3	25769	SD	6	150	2	0.0063	0.0063	320
SO 8	Colado en sitio	60	32.1	24929	SD	6 (alma) y 12	150	2 (alma) y 1	0.0063	0.0063	320

						(elemento de borde)		(elemento de borde)			
SO 10	Colado en sitio	60	40.3	27932	SD	6	150	2	0.0063	0.0063	320
ST 1	Colado en sitio	190	27.7	23158	Corrugada	10 (N1) y 8 (N2, N3, N4)	185 (N1), 170 (N2) y 260 (N3 y N4)	2	0.00447 (N1), 0.00311 (N2) y 0.00204 (N3 y N4)	0.00447 (N1), 0.00311 (N2) y 0.00204 (N3 y N4)	545 (8 mm) y 504 (10 mm)
ST 2	Colado en sitio	190	26.2	22522	Corrugada	8	170 (N1) y 260 (N2, N3 y N4)	2	0.00311 (N1) y 0.00204 (N2, N3 y N4)	0.00311 (N1) y 0.00204 (N2, N3 y N4)	552
ST 3	Colado en sitio	190	23.6	21375	Corrugada	8	260	2	0.0020	0.0020	571
TE 2	Concreto lanzado vía húmeda	50	35.0	26031	Malla de alambre soldado	4.5	150	1	0.0020	0.0020	320
TE 3	Concreto lanzado vía húmeda	50	35.0	26031	Malla de alambre soldado	4.5	150	1	0.0020	0.0020	320
TE 4	Colado en sitio	50	40.0	27828	Malla de alambre soldado	4.5	150	1	0.0021	0.0021	320

Tabla B.9 Propiedades del muro adicionado (valores calculados)

Especimen	t/b	h/l	H_s/L_s
		MM, DC, AV y AP	1MP, 2MP y AC
AL 1	0.34	0.58	NA
AL 2	0.34	0.58	NA
AL 3	0.34	0.58	NA
AL 4	0.34	0.58	NA
AL 5	0.34	0.58	NA
AL 6	0.34	0.58	NA
AL 7	0.34	0.58	NA
AL 8	0.34	0.58	NA
AL 9	0.34	0.58	NA
AL 11	0.34	0.58	NA
AL 12	0.34	0.58	NA
AL 13	0.34	0.58	NA
AL 14	0.34	0.58	NA
AN 2	0.33	0.58	NA
AN 3	0.33	0.58	NA
AN 4	0.33	NA	2.31
AN 5	0.33	NA	1.15
AN 6	0.33	NA	0.77
AN 7	0.33	NA	1.54
AN 8	0.33	NA	1.15
AN 9	0.33	0.58	NA
AO 1	0.50	0.54	NA
AO 2	0.50	0.54	NA
AO 3	0.50	0.61	NA
AO 4	0.50	0.54	NA
AO 5	0.50	0.54	NA
AO 6	0.50	0.54	NA
AO 7	0.50	0.61	NA
AO 8	0.50	0.54	NA
AO 9	0.50	0.54	NA
AO 10	0.50	0.54	NA
AO 11	0.50	0.54	NA
AO 12	0.50	0.54	NA
CA 2	0.64	1.60	NA
CH 1	1.00	1.19	NA
CH 2	1.00	1.19	NA
GA 1	0.44	0.57	NA
GA 2	0.44	0.57	NA
GA 3	0.44	0.57	NA
HA 2	0.38	0.56	NA
HA 3	0.38	0.56	NA
HA 4	0.38	0.56	NA
HA 5	0.38	0.56	NA
HA 6	0.38	0.56	NA
HI 2	0.38	0.56	NA
HI 3	0.38	0.56	NA
HI 4	0.38	0.56	NA
HI 6	0.38	NA	2.37
HI 7	0.38	NA	2.37
HI 8	0.38	0.56	NA
HI 9	0.38	0.56	NA

HI 10	0.38	0.56	NA
JI 1	0.26	NA	NA
KAR 2	0.33	0.58	NA
KAR 3	0.33	NA	2.31
KAR 4	0.33	NA	1.15
KAR 5	0.33	NA	0.77
KAR 6	0.33	NA	1.54
KAR 7	0.33	NA	1.15
MO 1	0.50	0.83	NA
MO 2	0.50	0.83	NA
MO 3	0.50	0.83	NA
PA 2	0.50	0.58	NA
PA 3	0.50	0.58	NA
PA 4	0.50	0.58	NA
PA 5	0.50	0.58	NA
PA 6	0.31	0.64	NA
PA 7	0.31	0.64	NA
SO 2	0.40	0.58	NA
SO 4	0.40	0.58	NA
SO 6	0.40	0.58	NA
SO 8	0.40	0.58	NA
SO 10	0.40	0.58	NA
ST 1	1.00	1.17	NA
ST 2	1.00	1.17	NA
ST 3	1.00	1.17	NA
TE 2	0.25	NA	0.92
TE 3	0.25	NA	0.92
TE 4	0.25	0.71	NA

Tabla B.10 Carga axial en cada columna de los especímenes

Especímen	Carga axial en cada columna	$P/f_c A_g$
	kN	
AL 1	0	0
AL 2	0	0
AL 3	0	0
AL 4	0	0
AL 5	0	0
AL 6	0	0
AL 7	0	0
AL 8	0	0
AL 9	0	0
AL 11	61.2	0.15
AL 12	61.2	0.15
AL 13	61.2	0.15
AL 14	61.2	0.15
AN 2	0	0
AN 3	0	0
AN 4	0	0
AN 5	0	0
AN 6	0	0
AN 7	0	0
AN 8	0	0
AN 9	0	0
AO 1	117.7	0.10
AO 2	117.7	0.10
AO 3	117.7	0.05
AO 4	117.7	0.10
AO 5	117.7	0.10
AO 6	117.7	0.13
AO 7	117.7	0.06
AO 8	117.7	0.10
AO 9	117.7	0.11
AO 10	117.7	0.13
AO 11	117.7	0.13
AO 12	117.7	0.11
CA 2	9	0.06
CH 1	SD	SD
CH 2	SD	SD
GA 1	0	0
GA 2	0	0
GA 3	0	0
HA 2	117.7	0.16
HA 3	117.7	0.16
HA 4	117.7	0.16
HA 5	117.7	0.16
HA 6	117.7	0.16
HI 2	117.7	0.17
HI 3	117.7	0.17
HI 4	117.7	0.17
HI 6	117.7	0.14
HI 7	117.7	0.14
HI 8	117.7	0.14

HI 9	117.7	0.14
HI 10	117.7	0.14
JI 1	0	0
KAR 2	0	0
KAR 3	0	0
KAR 4	0	0
KAR 5	0	0
KAR 6	0	0
KAR 7	0	0
MO 1	0	0
MO 2	0	0
MO 3	0	0
PA 2	0	0
PA 3	0	0
PA 4	0	0
PA 5	0	0
PA 6	0	0
PA 7	0	0
SO 2	50	0.23
SO 4	50	0.12
SO 6	50	0.17
SO 8	50	0.19
SO 10	50	0.19
ST 1	232.5	0.15
ST 2	232.5	0.17
ST 3	232.5	0.16
TE 2	163.4	0.27
TE 3	163.4	0.27
TE 4	163.4	0.27

Tabla B.11 Resultados experimentales de los especímenes reportados en los artículos

Especímen	Dirección positiva			Dirección negativa			Si sólo se cuenta con un valor	
	$V_{máx}$ (+)	$\Delta_{máx}$ (+)	Distorsión de entrepiso (N1) (+)	$V_{máx}$ (-)	$\Delta_{máx}$ (-)	Distorsión de entrepiso (N1) (-)	$V_{máx}$	$\Delta_{máx}$
	kN	mm	%	kN	mm	%	kN	mm
AL 1	SD	SD	SD	SD	SD	SD	156.6	SD
AL 2	SD	SD	SD	SD	SD	SD	161.5	SD
AL 3	SD	SD	SD	SD	SD	SD	116.5	SD
AL 4	SD	SD	SD	SD	SD	SD	117.4	SD
AL 5	SD	SD	SD	SD	SD	SD	88.1	SD
AL 6	SD	SD	SD	SD	SD	SD	230.0	SD
AL 7	SD	SD	SD	SD	SD	SD	225.1	SD
AL 8	SD	SD	SD	SD	SD	SD	230.0	SD
AL 9	SD	SD	SD	SD	SD	SD	195.7	SD
AL 11	SD	SD	SD	SD	SD	SD	254.4	SD
AL 12	SD	SD	SD	SD	SD	SD	259.3	SD
AL 13	SD	SD	SD	SD	SD	SD	269.1	SD
AL 14	SD	SD	SD	SD	SD	SD	256.6	SD
AN 2	351	SD	0.57	323	SD	1.1	NA	NA
AN 3	247.9	SD	0.78	226	SD	0.73	NA	NA
AN 4	88.6	SD	1.27	98.1	SD	1.57	NA	NA
AN 5	150.3	SD	0.59	150.1	SD	0.65	NA	NA
AN 6	193.8	SD	0.74	185.4	SD	0.74	NA	NA
AN 7	155.9	SD	1.15	150.9	SD	1.18	NA	NA
AN 8	126.4	SD	1.28	131.3	SD	1.23	NA	NA
AN 9	173.1	SD	0.69	179.5	SD	0.79	NA	NA
AO 1	SD	SD	SD	SD	SD	SD	1000.6	SD
AO 2	SD	SD	SD	SD	SD	SD	1383.2	SD
AO 3	SD	SD	SD	SD	SD	SD	1618.7	SD
AO 4	SD	SD	SD	SD	SD	SD	853.5	SD
AO 5	SD	SD	SD	SD	SD	SD	755.4	SD
AO 6	SD	SD	SD	SD	SD	SD	1177.2	SD
AO 7	SD	SD	SD	SD	SD	SD	1236.1	SD
AO 8	SD	SD	SD	SD	SD	SD	1196.8	SD
AO 9	SD	SD	SD	SD	SD	SD	1167.4	SD
AO 10	SD	SD	SD	SD	SD	SD	775.0	SD
AO 11	SD	SD	SD	SD	SD	SD	765.2	SD
AO 12	SD	SD	SD	SD	SD	SD	843.7	SD
CA 2	SD	SD	SD	SD	SD	SD	53.2	39
CH 1	1036	109	0.73	1011	93	0.73	NA	NA
CH 2	1074	109	0.73	843	93	0.73	NA	NA
GA 1	1205.4	SD	SD	943.0	SD	SD	NA	NA
GA 2	880.7	SD	SD	871.8	SD	SD	880.7	NA
GA 3	1000.8	SD	SD	916.3	SD	SD	NA	NA
HA 2	SD	SD	SD	SD	SD	SD	760.3	SD
HA 3	SD	SD	SD	SD	SD	SD	407.1	SD
HA 4	SD	SD	SD	SD	SD	SD	539.6	SD
HA 5	SD	SD	SD	SD	SD	SD	470.9	SD
HA 6	SD	SD	SD	SD	SD	SD	539.6	SD
HI 2	SD	SD	SD	SD	SD	SD	392.4	0.47
HI 3	SD	SD	SD	SD	SD	SD	323.7	1.89
HI 4	SD	SD	SD	SD	SD	SD	451.3	1.03
HI 6	SD	SD	SD	SD	SD	SD	154.0	2

HI 7	SD	SD	SD	SD	SD	SD	142.2	2
HI 8	SD	SD	SD	SD	SD	SD	392.4	0.73
HI 9	SD	SD	SD	SD	SD	SD	157.0	2
HI 10	SD	SD	SD	SD	SD	SD	569.0	0.87
JI 1	1823.7	SD	SD	NA	NA	NA	1823.7	SD
KAR 2	156	SD	0.49	155	SD	0.66	NA	NA
KAR 3	60	SD	1.62	50	SD	1.39	NA	NA
KAR 4	92	SD	0.7	90	SD	0.88	NA	NA
KAR 5	140	SD	0.69	136	SD	0.68	NA	NA
KAR 6	133	SD	0.91	130	SD	0.85	NA	NA
KAR 7	87	SD	1.01	86	SD	1.15	NA	NA
MO 1	120	1.3	SD	115	1.1	SD	NA	NA
MO 2	133	0.7	SD	112	-	SD	NA	NA
MO 3	100	1.3	SD	99	1.2	SD	NA	NA
PA 2	-	SD	-	67.7	SD	0.13	NA	NA
PA 3	100	0.9	0.16	82.5	0.4	0.07	NA	NA
PA 4	141.2	1	0.14	155.6	1	0.19	NA	NA
PA 5	149.2	1.2	0.26	126.1	0.6	0.19	NA	NA
PA 6	278.7	1.3	0.45	259.1	1.1	0.29	NA	NA
PA 7	363.1	1.3	0.41	358	1.1	0.33	NA	NA
SO 2	151	SD	SD	153.52	SD	SD	NA	NA
SO 4	198.1	SD	SD	200.24	SD	SD	NA	NA
SO 6	142.28	SD	SD	138.69	SD	SD	NA	NA
SO 8	176.8	SD	SD	170.71	SD	SD	NA	NA
SO 10	224.09	SD	SD	202.13	SD	SD	NA	NA
ST 1	SD	SD	SD	SD	SD	SD	244	SD
ST 2	SD	SD	SD	SD	SD	SD	253	SD
ST 3	SD	SD	SD	SD	SD	SD	207	SD
TE 2	242	28	2	190	28	2	NA	NA
TE 3	217	28	2	223	14	2	NA	NA
TE 4	340	10.5	0.75	275	3.5	0.25	NA	NA

Tabla B.12 Mecanismos de falla de los marcos reforzados con muros

Espécimen	Clasificación	Mecanismo de falla
AL 3	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
AL 4	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
AL 5	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
AL 7	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
AL 8	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
AL 9	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
AL 11	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
AL 12	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
AL 14	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
AN 3	DC	Compresión diagonal
AN 4	1MP	Compresión diagonal
AN 5	1MP	Compresión diagonal
AN 6	1MP	Compresión diagonal
AN 7	2MP	Compresión diagonal
AN 8	AC	Compresión diagonal
AN 9	AV	Compresión diagonal en muro y falla por columna corta
AO 4	DC	Flexión - unión
AO 5	DC	Flexión - unión
AO 6	DC	Deslizamiento en la unión
AO 7	DC	Deslizamiento en la unión
AO 8	DC	Compresión por cortante
AO 9	DC	Deslizamiento en la unión
AO 10	AV	Tensión diagonal
AO 11	AV	Tensión diagonal
AO 12	AV	Tensión diagonal
CA 2	DC	Flexión
CH 1	DC	Falla del traslape
CH 2	DC	Falla del traslape
GA 1	DC	Falla del traslape y por cortante por deslizamiento
GA 2	AV	Tensión diagonal
GA 3	AP	Falla del traslape
HA 3	DC	Deslizamiento en la unión
HA 4	DC	Deslizamiento en la unión
HA 5	DC	Deslizamiento en la unión
HA 6	DC	Deslizamiento en la unión
HI 2	DC	Cortante
HI 3	DC	Cortante
HI 4	DC	Cortante
HI 6	2MP	Cortante
HI 7	AC	Cortante
HI 8	DC	Cortante
HI 9	DC	Cortante
JI 1	ME	Flexión
KAR 2	DC	Compresión diagonal
KAR 3	1MP	Compresión diagonal
KAR 4	1MP	Deslizamiento
KAR 5	1MP	Deslizamiento
KAR 6	2MP	Compresión diagonal
KAR 7	AC	Deslizamiento
MO 1	DC	Deslizamiento en la unión
MO 2	DC	Deslizamiento en la unión
MO 3	DC	Deslizamiento en la unión
PA 2	DC	Deslizamiento en la unión
PA 3	DC	Deslizamiento en la unión
PA 4	DC	Deslizamiento en la unión
PA 5	DC	Deslizamiento en la unión
PA 6	DC	Deslizamiento en la unión
PA 7	DC	Deslizamiento en la unión

SO 2	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
SO 4	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
SO 6	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
SO 8	DC	Flexión - tensión diagonal
SO 10	DC	Flexión - cortante por deslizamiento
ST 1	DC	Flexión
ST 2	DC	Flexión
ST 3	DC	Flexión
TE 2	AC	Tensión diagonal en columnas
TE 3	AC	Tensión diagonal en columnas
TE 4	DC	Tensión diagonal en columnas