



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**COMPORTAMIENTO DE MUROS DE CONCRETO  
CELULAR CON DIFERENTES CUANTÍAS DE  
ACERO DE REFUERZO**

Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería  
Estructuras

**Presenta**

**Juan José Ramírez Zamora**

**Director: Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro**

Ciudad Universitaria, México D.F.

2007



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.

**JURADO ASIGNADO:**

**Presidente**

**Secretario**

**Vocal**

**1<sup>er</sup> Suplente**

**2<sup>do</sup> Suplente**

**Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), Ciudad Universitaria. México D.F.**

**Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). México D.F.**

**TUTOR DE TESIS**

**Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro**

---

**FIRMA**

## **AGRADECIMIENTOS**

Al personal del CENAPRED, por su trabajo y tiempo invertidos en la parte experimental y de procesamiento de datos necesarios para la realización de éste trabajo.

A la empresa CEMEX por su apoyo como patrocinador del proyecto de investigación.

Al director del Instituto de Ingeniería de la UNAM, el Dr. Sergio Alcocer Martínez de Castro, por compartir sus conocimientos y servir como guía de este trabajo.

Al Dr. Alfredo Sánchez Alejandre, por la información, asesorías y consejos para la realización de este trabajo.

Al Postgrado en Ingeniería de la UNAM.

A Lili, por todo su amor y su apoyo para la realización de este trabajo.

## DEDICATORIA

*A Laura (mi madre):*

Por todo el amor, el apoyo, el cariño, la dedicación y el interés que siempre has tenido hacia mi para que pueda alcanzar las metas que me propongo.

*y a Eduardo (mi padre), en paz descanse:*

Por el ejemplo que siempre me diste sin decir una sola palabra, por todas las lecciones que me enseñaste respecto a la vida, por tu apoyo incondicional y la influencia que tuviste en mi desarrollo personal y profesional, por que con la música de tu alma alimentaste mi espíritu y me diste paz y tranquilidad para toda la eternidad. Te llevaré por siempre en mi mente y en mi corazón.

*Gracias por darme la vida.  
Los amo con toda mi alma.*

## CONTENIDO

<b>RESUMEN .....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>iii</b>
<b>CONTENIDO .....</b>	<b>iv</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTA DE TABLAS.....</b>	<b>x</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES .....</b>	<b>2</b>
1.1 Introducción.....	2
1.2 Definición, características y propiedades del concreto celular.....	2
1.2.1 Definición y características del concreto celular.....	2
1.2.2 Propiedades del concreto celular .....	8
1.3 Breve reseña histórica del concreto celular .....	11
1.4 Comportamiento general del concreto celular de acuerdo con investigaciones realizadas hasta el momento .....	12
1.4.1 Investigación realizada en Hebel (Alemania).....	12
1.4.2 Investigación realizada por la Universidad de Alabama en Birmingham (Estados Unidos de América).....	12
1.4.3 Investigación realizada por los Laboratorios de Tecnología de la Construcción (CTL) (Estados Unidos de América) .....	12
1.4.4 Investigación realizada por la Universidad de Texas en Arlington (Estados Unidos de América).....	13
1.4.5 Investigación realizada por la Universidad de Texas en Austin (Estados Unidos de América).....	13
1.4.6 Síntesis de los resultados obtenidos.....	13
<b>CAPÍTULO 2. FASE EXPERIMENTAL .....</b>	<b>17</b>
2.1 Introducción.....	17
2.2 Descripción de los especímenes .....	17
2.2.1 Materiales .....	19
2.2.1.1 Concreto .....	19
2.2.1.2 Acero .....	19
2.3 Criterios de diseño .....	20
2.3.1 Contribución del concreto en la resistencia a cortante .....	20
2.3.2 Contribución del acero de refuerzo en la resistencia a cortante ...	22
2.3.3 Diseño en flexión.....	24
2.3.4 Compresión diagonal.....	26
2.3.5 Deslizamiento en la base del muro .....	26
2.4 Instrumentación .....	28
2.4.1 Instrumentación interna .....	28
2.4.2 Instrumentación externa .....	31

2.5 Construcción.....	32
2.5.1 Cimentación.....	32
2.5.2 Muros y losas.....	36
2.6 Dispositivo de carga .....	39
2.7 Historia de carga.....	40
2.8 Captura de datos .....	41
<b>CAPÍTULO 3. COMPORTAMIENTO GENERAL.....</b>	<b>42</b>
3.1 Introducción.....	42
3.2 Definición de parametros a evaluar .....	42
3.2.1 Distorsión y curva histerética .....	42
3.2.2 Deformación angular .....	44
3.2.3 Rotación y curvatura.....	46
3.3 Muro mcc0m .....	48
3.3.1 Distorsión .....	48
3.3.2 Evolución y estado final de daño.....	49
3.3.3 Rotación y Curvatura.....	52
3.3.4 Deformación angular .....	54
3.3.5 Deslizamiento .....	54
3.4 Muro mcc50m .....	56
3.4.1 Distorsión .....	56
3.4.2 Evolución y estado final de daño.....	56
3.4.3 Rotación y Curvatura.....	60
3.4.4 Deformación angular .....	62
3.4.5 Deslizamiento .....	62
3.5 Muro mcc100m .....	64
3.5.1 Distorsión .....	64
3.5.2 Evolución y estado final de daño.....	65
3.5.3 Rotación y Curvatura.....	68
3.5.4 Deformación angular .....	69
3.5.5 Deslizamiento .....	70
3.6 Muro mcc50c .....	72
3.6.1 Distorsión .....	72
3.6.2 Evolución y estado final de daño.....	73
3.6.3 Comportamiento Histerético.....	75
3.6.4 Rotación y Curvatura.....	76
3.6.5 Deformación Angular .....	78
3.6.6 Deslizamiento .....	79
3.7 Muro mcc100c .....	80
3.7.1 Distorsión .....	80
3.7.2 Evolución y estado final de Daño.....	81
3.7.3 Comportamiento Histerético.....	84
3.7.4 Rotación y Curvatura.....	84
3.7.5 Deformación Angular .....	86
3.7.6 Deslizamiento .....	87
3.8 Resumen .....	88
<b>CAPÍTULO 4. COMPORTAMIENTO DETALLADO .....</b>	<b>90</b>

4.1	Introducción.....	90
4.2	Consideraciones sobre deformímetros.....	90
4.2.1	Muro MCC0M.....	90
4.2.2	Muro MCC50M.....	92
4.2.3	Muro MCC100M.....	94
4.2.4	Muro MCC50C.....	97
4.2.5	Muro MCC100C.....	101
<b>CAPÍTULO 5. ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>		<b>106</b>
5.1	Introducción.....	106
5.2	Resistencia.....	106
5.2.1.	Contribución del acero de refuerzo en el alma.....	107
5.3	Rigidez.....	109
5.4	Capacidad de deformación .....	111
5.5	Agrietamientos iniciales .....	113
<b>CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>		<b>116</b>
6.1	Introducción.....	116
6.2	Conclusiones.....	116
6.3	Recomendaciones .....	117
<b>REFERENCIAS .....</b>		<b>119</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Planta del muro por ensayar .....	17
Figura 2.2. Elevación y perfil del muro a ensayar .....	18
Figura 2.3. Diagrama momento – curvatura de muros .....	25
Figura 2.4. Instrumentación interna en muros con 0% $\rho_{min}$ .....	28
Figura 2.5. Instrumentación interna en muros con 50% $\rho_{min}$ .....	29
Figura 2.6. Instrumentación interna en muros con 100% $\rho_{min}$ .....	29
Figura 2.7. Instrumentación interna en muros con 50% $\rho_{min}$ .....	30
Figura 2.8. Instrumentación interna en muros con 100% $\rho_{min}$ .....	30
Figura 2.9. Configuración real antes de la prueba, muro MCC0M .....	31
Figura 2.10. Planta de cimentación tipo .....	32
Figura 2.11. Cimentación Corte A-A .....	32
Figura 2.12. Cimentación Corte G-G .....	33
Figura 2.13. Cimentación Cortes C-C y B-B .....	33
Figura 2.14. Cimentación Cortes E-E y D-D.....	33
Figura 2.15. Cimentación Corte F-F.....	34
Figura 2.16. Configuración de elementos p/dejar huecos .....	34
Figura 2.17. Colocación de acero de refuerzo .....	35
Figura 2.18. Colado de cimentación.....	35
Figura 2.19. Detalles constructivos muro MCC0M .....	36
Figura 2.20. Detalles constructivos muro MCC50M y MCC50C.....	36
Figura 2.21. Detalles constructivos muro MCC50M y MCC50C.....	37
Figura 2.22. Vista en planta losa típica .....	37
Figura 2.23. Corte A-A losa típica .....	37
Figura 2.24. Muros cimbrados antes del colado.....	38
Figura 2.25. Muros descimbrados .....	38
Figura 2.26. Configuración del marco de pruebas.....	39
Figura 2.27. Historia de carga para ensayos monótonos .....	40
Figura 2.28. Historia de carga para ensayos cíclicos .....	40
Figura 3.1. Distorsión de un muro.....	42
Figura 3.2. Componentes de la distorsión .....	43
Figura 3.3. Desplazamientos relativos y nodales .....	46
Figura 3.4. Regiones de muro para cálculo de rotaciones y curvaturas .....	47
Figura 3.5. Comportamiento global en muro MCC0M .....	48
Figura 3.6. Agrietamiento previo al ensaye.....	49
Figura 3.7. Agrietamiento en la diagonal principal en muro MCC0M .....	49
Figura 3.8. Segunda caída importante de rigidez .....	50
Figura 3.9. Daño en la parte superior de la columna en tensión en muro MCC0M.....	51
Figura 3.10. Estado final del muro MCC0M.....	51
Figura 3.11. Rotación región 1 en muro MCC0M .....	52
Figura 3.11.1. Rotación región 2 en muro MCC0M .....	52
Figura 3.12. Diagrama momento curvatura región 1 en muro MCC0M.....	53
Figura 3.12.1. Diagrama momento curvatura región 2 en muro MCC0M.....	53
Figura 3.13. Deformación angular en muro MCC0M.....	54
Figura 3.14. Componentes de la distorsión en muro MCC0M.....	55
Figura 3.15. Comportamiento global en muro MCC50M.....	56
Figura 3.16. Grietas previas al ensaye del muro MCC50M .....	57
Figura 3.17. Agrietamiento en la diagonal principal en muro MCC50M .....	57

Figura 3.18. Agrietamiento al momento en el que se llegó a la carga máxima.....	58
Figura 3.19. Agrietamiento en la diagonal principal en el otro sentido .....	59
Figura 3.20. Aspecto del muro MCC50M al finalizar la prueba.....	59
Figura 3.21. Rotación región 1 en muro MCC50M .....	60
Figura 3.21.1. Rotación región 2 en muro MCC50M .....	60
Figura 3.22. Diagrama momento - curvatura región 1 en muro MCC50M.....	61
Figura 3.22.1. Diagrama momento - curvatura región 2 en muro MCC50M.....	61
Figura 3.23. Deformación angular en muro MCC50M.....	62
Figura 3.24. Componentes de la distorsión total en muro MCC50M .....	63
Figura 3.25. Comportamiento global en muro MCC100M.....	64
Figura 3.25.1. Comportamiento en muro MCC100M.....	65
Figura 3.26. Agrietamiento previo al ensaye en muro MCC100M.....	66
Figura 3.27. Agrietamiento diagonal en muro MCC100M .....	66
Figura 3.28. Aspecto del muro MCC100M al finalizar la prueba.....	67
Figura 3.29. Rotación región 1 en muro MCC100M .....	68
Figura 3.29.1. Rotación región 2 en muro MCC100M .....	68
Figura 3.30. Diagrama momento - curvatura región 1 en muro MCC100M.....	69
Figura 3.30.1. Diagrama momento - curvatura región 2 en muro MCC100M.....	69
Figura 3.31. Deformación angular en el muro MCC100M.....	70
Figura 3.32. Deslizamiento en muro MCC100M.....	70
Figura 3.33. Componentes de la distorsión muro MCC100M .....	71
Figura 3.34. Envolvente de comportamiento de muro MCC50C.....	72
Figura 3.34.1. Comportamiento por ciclo de muro MCC50C.....	72
Figura 3.35. Agrietamiento previo al ensaye del muro MCC50C.....	73
Figura 3.36. Estado del muro MCC50C para una distorsión de 0.09% .....	74
Figura 3.37. Estado final del muro MCC50C.....	75
Figura 3.38. Comportamiento histerético del muro MCC50C .....	76
Figura 3.39. Rotación región 1 en muro MCC50C .....	76
Figura 3.39.1. Rotación región 2 en muro MCC50C .....	77
Figura 3.40. Diagrama momento - curvatura región 1 de muro MCC50C .....	77
Figura 3.40.1. Diagrama momento - curvatura región 2 de muro MCC50C .....	78
Figura 3.41. Deformaciones angulares muro MCC50C.....	78
Figura 3.42. Deslizamiento en muro MCC50C.....	79
Figura 3.43. Componentes de la distorsión en muro MCC50C.....	79
Figura 3.44. Envolvente del comportamiento del muro MCC100C .....	80
Figura 3.44.1. Comportamiento por ciclo del muro MCC100C.....	80
Figura 3.45. Agrietamiento del muro MCC100C previo al ensaye.....	81
Figura 3.46. Punto de agrietamiento del muro MCC100C.....	82
Figura 3.47. Punto de carga máxima del muro MCC100C .....	83
Figura 3.48. Estado final del muro MCC100C.....	83
Figura 3.49. Comportamiento histerético muro MCC100C .....	84
Figura 3.50. Rotación región 1 en muro MCC100C .....	85
Figura 3.50.1. Rotación región 2 en muro MCC100C .....	85
Figura 3.51. Diagrama momento - curvatura región 1 en muro MCC100C.....	86
Figura 3.51.1. Diagrama momento - curvatura región 2 en muro MCC100C.....	86
Figura 3.52. Deformaciones angulares muro MCC100C.....	87
Figura 3.53. Deslizamiento en la interfase trabe de liga - muro en muro MCC100C....	87
Figura 3.54. Comportamiento global de todos los muros .....	88
Figura 4.1. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo transversal.....	91

Figura 4.2. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo longitudinal.....	91
Figura 4.3. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo horizontal en muro MCC50M.....	92
Figura 4.4. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en muro MCC50M	93
Figura 4.5. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo en la base del muro MCC50M.....	94
Figura 4.6. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo horizontal en muro MCC100M.....	95
Figura 4.7. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en muro MCC100M.....	95
Figura 4.8. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo en la base del muro MCC100M.....	96
Figura 4.9. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo horizontal en muro MCC50C (diagonal 1) .....	97
Figura 4.9.1. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo horizontal en muro MCC50C (diagonal 2) .....	98
Figura 4.10. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en muro MCC50C (diagonal 1) .....	98
Figura 4.10.1. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en muro MCC50C (diagonal 2) .....	99
Figura 4.11. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en la base del muro MCC50C .....	100
Figura 4.12. Ubicación de deformímetros para graficar comportamiento en muro MCC50C.....	100
Figura 4.13. Comportamiento de deformímetros en muro MCC50C.....	101
Figura 4.14. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo horizontal en muro MCC100C (diagonal 1) .....	102
Figura 4.14.1. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo horizontal en muro MCC100C (diagonal 2) .....	102
Figura 4.15. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en muro MCC100C (diagonal 1) .....	103
Figura 4.15.1. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en muro MCC100C (diagonal 2) .....	103
Figura 4.16. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo en la base del muro MCC100C.....	104
Figura 4.17. Ubicación de deformímetros para graficar comportamiento en muro MCC100C.....	104
Figura 4.18. Comportamiento deformímetros .....	105
Figura 5.1. Curvas esfuerzo cortante normalizado – distorsión total para los cinco muros ensayados.....	106
Figura 5.2. Curva esfuerzo deformación de barras de acero de refuerzo .....	108
Figura 5.3. Graficas para $\alpha_{CR}$ , $\beta_{CR}$ y $\gamma_{CR}$ .....	109
Figura 5.4. Graficas para $\alpha$ y $\beta$ .....	109
Figura 5.5. Curvas de degradación de rigidez .....	110
Figura 5.6. Cálculo de la ductilidad con el criterio de Park. Muro MCC50M.....	111
Figura 5.7. Cálculo de la ductilidad con el criterio de Park. Muro MCC100M.....	112
Figura 5.8. Cálculo de la ductilidad con el criterio de Park. Muro MCC50C.....	112
Figura 5.9. Calculo de la ductilidad con el criterio de Park. Muro MCC100C.....	113
Figura 5.10. Agrietamiento inicial en muros ensayados .....	114

## LISTA DE TABLAS

Tabla 0.1. Etapas del proyecto.....	1
Tabla 1.1. Resistencia a la compresión (ACI).....	9
Tabla 1.2. Resistencias en compresión y mezclas.....	9
Tabla 1.3. Resistencia en compresión.....	14
Tabla 1.4. Modulo de elasticidad para deformación perpendicular a la dirección de la carga.....	15
Tabla 1.5. Modulo de elasticidad para deformación paralela a la dirección de la carga (UAB).....	15
Tabla 2.1. Propiedades mecánicas de las barras de refuerzo.....	20
Tabla 2.2. Cortante resistente para concretos ligeros.....	23
Tabla 2.2.1. Cortante resistente ACI (concretos ligeros) y CCA.....	23
Tabla 2.3. Cortante resistente, modelo de Sánchez.....	24
Tabla 2.4. Valores de Momento y curvatura.....	25
Tabla 2.5. Factor de seguridad por flexión.....	25
Tabla 2.6. Cálculos de diseño para deslizamiento en la base del muro.....	27
Tabla 3.1. Valores críticos de carga y distorsión para el muro MCC0M.....	48
Tabla 3.2. Valores críticos de Carga y distorsión para muro MCC50M.....	56
Tabla 3.3. Valores críticos de Carga y distorsión.....	65
Tabla 3.4. Valores críticos de Carga y distorsión.....	73
Tabla 3.5. Valores críticos de Carga y distorsión.....	81
Tabla 3.6. Cocientes de resistencias.....	89
Tabla 5.1. Resumen de valores críticos de muros.....	107
Tabla 5.2. Esfuerzos promedio en refuerzo vertical y horizontal del alma.....	108
Tabla 5.3. Rigideces teóricas y experimentales (secantes).....	110
Tabla 5.4. Ductilidades en muros de acuerdo al criterio de Park.....	113
Tabla 5.5. Espesores máximos de grietas previas al ensaye.....	115

# **COMPORTAMIENTO DE MUROS DE CONCRETO CELULAR CON DIFERENTES CUANTÍAS DE ACERO DE REFUERZO ANTE CARGAS LATERALES**

## **RESUMEN**

Esta investigación nace como respuesta ante la incertidumbre acerca del comportamiento de muros de concreto celular sujetos a cargas laterales, especialmente si pueden presentar una falla por cortante. Se ensayaron cinco muros colados con concreto celular, tres de ellos ante carga lateral monótona y los dos restantes bajo el efecto de carga lateral cíclica reversible. Los muros fueron reforzados con diferentes cuantías de acero de refuerzo en el alma. Del análisis de los resultados se encontró que el comportamiento de los muros con cuantías de acero menores a las mínimas que propone el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) es satisfactorio.

## **ABSTRACT**

This research is aimed at providing evidence against the understancy as the behavior of cellular concrete walls subjected to lateral loading particular if a shear failure may occur. Five cellular concrete walls were tested; three under monotonic lateral load and the rest under cyclic reversible lateral load. Specimens had different amounts of steel reinforcement. Analysis of results indicated walls with smaller amounts of reinforcement than the minimum prescribed by the Mexico City Building Code (RCDF) exhibited satisfactory performance.

## INTRODUCCIÓN

Debido la creciente demanda de vivienda en México, la construcción de vivienda de interés social de concreto reforzado se ha vuelto una alternativa bastante atractiva para los desarrolladores. Adicionalmente el uso de nuevos tipos de concreto como el celular y auto-compactable resultan en una mejora en los procesos constructivos y una reducción en los costos. En este tipo construcción los muros son los elementos estructurales encargados de resistir las sollicitaciones gravitacionales y laterales.

Ante la creciente utilización de este tipo de sistemas, surge la necesidad de conocer a detalle el comportamiento de muros de concreto de diferentes tipos de poca altura o robustos y espesores delgados, cuya respuesta estructural esta dominada por deformaciones de corte. Además existe, en el mundo, muy poca experiencia en obra y en estudios experimentales acerca del comportamiento de muros robustos de espesor delgado y bajas cuantías de acero de refuerzo.

Dado el panorama actual, el Instituto de Ingeniería de la UNAM desarrolló el proyecto denominado “Comportamiento Sísmico de Viviendas de Muros de Concreto”, el cual patrocinó la empresa CEMEX. La parte experimental se llevó a cabo en el laboratorio de estructuras grandes del CENAPRED.

En la tabla 0.1 se presentan las etapas que abarca el proyecto. En este trabajo se estudian los muros 4, 5 y 6 de la etapa Ia y 13 y 14 de la etapa Ib.

**Tabla 0.1. Etapas del proyecto**

No. Muro	Etapas	Sub etapa	Material	Esfuerzo Vertical	Relación H/L	Refuerzo (% min)	
1	I	a	CN 150	2.5	1.0	0	Prueba Monótona
2						50	
3						100	
4			CC 150			0	
5						50	
6						100	
7			CA 150			0	
8						100	
9		b	CN 150	2.5	1.0	50	Ensaye Cíclico
10						100	
11			CA 150			50	
12						100	
13			CC 150			50	
14						100	
15			Muro #11 rehabilitado (CA)			50	
16			Muro #13 rehabilitado (CN)			50	
16			Muro #16 rehabilitado (CN)			50	
17		c	CN 150	2.5	0.5	100	Ensaye Cíclico
18					2.0		
19			CN 150		0.5	50	
20					2.0		

Los objetivos de ésta tesis son: estudiar el comportamiento de muros de concreto celular de espesor delgado y bajas cuantías de acero de refuerzo, evaluar las expresiones que señalan los reglamentos para predecir el comportamiento de los muros robustos y evaluar la factibilidad del uso de muros con cuantías de refuerzo menores a las mínimas.

# **CAPÍTULO 1**

## **ANTECEDENTES**

### **1.1 INTRODUCCIÓN**

Se presenta una descripción general de las principales características del concreto celular, así como una breve historia del mismo y de cómo ha ido evolucionando la forma de producción de un tipo de concreto celular llamado concreto aireado curado en autoclave, que es el que ha tenido más desarrollo en países europeos. Se incluye también una revisión de investigaciones que se han realizado sobre concreto celular, a partir de las cuales se han derivado modelos de comportamiento y modelos matemáticos para estimar las resistencias de elementos de concreto celular.

### **1.2 DEFINICIÓN, CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DEL CONCRETO CELULAR**

#### **1.2.1 Definición y características del concreto celular**

El concreto celular, también conocido como concreto aireado, es un producto de peso ligero compuesto por cemento, agua, arena y otros materiales sílicos. Se elabora mediante un proceso físico o químico durante el cual se introduce aire o gas a la mezcla.

La cantidad de aire que se puede incluir en los concretos aireados prefabricados o colados en sitio varía de 30 a 60 por ciento en volumen cuando se utilizan como elementos estructurales, pero puede llegar a ocupar de 70 a 85 por ciento en concretos colados en sitio destinados sólo para aislamiento térmico, o como elementos secundarios.

El concreto celular se puede definir como una mezcla con estructura más o menos homogénea de silicatos de calcio en granos finos que contiene pequeñas celdas de aire no comunicadas entre sí. Es un material de peso ligero que puede ser elaborado con o sin agregados y adicionando a sus componentes un gas o una espuma que reacciona químicamente.

Está formado por poros de aire micro y macroscópicos, uniformemente distribuidos en la pasta de cemento. Esta estructura es muy importante para determinar las propiedades físicas del material: bajo peso, baja conductividad térmica, alta resistencia al fuego, baja resistencia a la compresión y a la congelación debido a la distribución de los poros y la cantidad de microporos.

El Instituto Americano del Concreto (ACI, por sus siglas en inglés) define el concreto ligero celular como "aquel en el cual todo o parte del agregado grueso es sustituido por burbujas de gas o aire".

Existen distintos tipos de concreto celular que se diferencian según el método empleado para formar las células. En efecto, a la pasta o a la matriz se le pueden mezclar diversos elementos para provocar una expansión de la masa: espuma estable

preparada que se adiciona a la mezcla durante el proceso de mezclado, polvo de aluminio que reacciona con las sustancias alcalinas de los componentes de la mezcla, o agentes generadores de hidrógeno, peróxido o polvo blanqueador. En el continente europeo, los términos "concreto gas" y "concreto espuma" distinguen la forma de su fabricación.

Los materiales empleados para elaborarlo son los mismos que se utilizan para el concreto normal, excepto los agregados de cuarzo y los agentes químicos que producen las células de aire. Las células se distribuyen en los elementos ya fraguados y varían entre 0.10 y 1 mm de diámetro, siendo su forma casi esférica. Están cubiertas por una película que debe ser resistente para soportar el vigor del mezclado y colocado, y durante todo el tiempo deben permanecer separadas y revestidas con la pasta de cemento.

Al concreto celular se le pueden atribuir las siguientes características:

- a) aislante térmico y acústico por su bajo peso y densidad variable;
- b) bombeable y autonivelante por su consistencia que varía de plástica a fluida;
- c) resistente al tránsito peatonal; e
- d) incombustible y no degradable.

Dadas las características térmicas del concreto celular, éste se recomienda utilizar en:

a) Clima cálido, ya sea húmedo o seco, con invierno templado y verano demasiado caliente. En estos lugares debe evitarse el empleo de materiales pesados que propicien la acumulación de calor hasta un nivel que imposibilite su enfriamiento. Los habitantes de las zonas desérticas han recurrido a lo largo del tiempo a viviendas construidas con materiales ligeros. El concreto celular se encuentra en el grupo de los materiales ligeros y además evita la penetración del calor dentro de la vivienda.

b) Clima frío. En lugares con bajas temperaturas deben utilizarse materiales térmicos para propiciar la acumulación de calor interior evitando el enfriamiento. El concreto aireado se ubica entre los materiales térmicos debido a las células que lo conforman.

Desde hace varios años, el concreto celular ha sido un material de construcción común e ideal en ciertas regiones climáticas del planeta. Actualmente, es fácil encontrarlo en edificaciones de Noruega, Países Bajos, Suecia, Gran Bretaña, Alemania, Francia, Estados Unidos, Canadá y países de América del Sur y del Sudeste Asiático. Se le utiliza especialmente en aquellas regiones cuyo clima es templado, semi-frío o extremoso, tanto en invierno como en verano. Su empleo en estos climas ha sido un ejemplo de adecuación de la vivienda al entorno, al aprovechar las propiedades térmicas del material que permiten no cambiar el clima interior a pesar de las variaciones diarias y estacionales de los elementos meteorológicos.

El concreto celular se emplea de dos formas:

a) Precolado: en paneles para muros, losas de entrepiso y azoteas, y bloques de construcción, los cuales son usualmente curados con vapor a alta presión (con autoclave).

b) Colado en sitio: para elementos estructurales y secundarios, curado al aire por aspersion o vapor.

Con cualquiera de los procedimientos que se utilicen, se puede obtener "concreto gas" o "concreto espuma" de muy baja densidad, por ejemplo,  $40 \text{ kg/m}^3$  cuando no tienen ningún agregado pétreo o de otra clase y  $250 \text{ kg/m}^3$  cuando tienen agregados ligeros.

Además, su densidad varía de acuerdo con el estado en que se encuentre: densidad en estado plástico, en estado de fraguado y secado en horno. Por lo tanto, se determina que el intervalo de densidad de acuerdo con las características mencionadas fluctúa entre  $40$  y  $1,900 \text{ kg/m}^3$ .

Las aplicaciones para el empleo del concreto celular son bastantes; es tan grande su versatilidad que permite a los elementos con él elaborados adaptarse a una gran variedad de formas, diseños y sistemas estructurales. Hasta ahora, en nuestro país, sólo se le ha utilizado generalmente en trabajos como:

a) relleno de tuberías y pequeñas áreas a las que no se puede acceder (concreto de empaque o de relleno), por considerarse que su único atributo era la expansión;

b) aislante térmico alrededor de tuberías o en muros de protección para sistemas de refrigeración;

c) relleno de losas y cubiertas, por sus características aislantes;

d) relleno de pavimentos o cavidades, huecos, grietas o ranuras producidas después de una reparación;

e) en forma de bloques y losas para vivienda.

Sin embargo, el concreto celular puede ser empleado casi en cualquier construcción, del tipo que sea, tanto en uso arquitectónico, estructural o como simple relleno con las limitantes estructurales inherentes al material.

Existen varios métodos para que los poros se puedan formar con técnicas de gasificación interior:

1.- Polvo de aluminio. Este elemento reacciona con el hidróxido de cal libre del cemento durante el fraguado y genera hidrógeno en forma de burbujas diminutas que son distribuidas en toda la masa, formando una reacción que, simplificada, resultaría en aluminato tricálcico hidratado + hidrógeno. La rapidez e intensidad de la reacción depende del tipo y de la cantidad de polvo de aluminio que se agregue a la mezcla, así como de la finura del cemento, temperatura, proporción de los componentes y algunos otros factores. El porcentaje de aluminato para tener una compensación de todas las disminuciones de volumen que sufre un concreto desde que se coloca hasta que está

endurecido y seco, es del orden de 0.005 a 0.02 por ciento del peso del cemento. El más empleado a la fecha es este proceso, sobre todo en la manufactura de unidades precoladas y bloques de construcción.

2.- Polvo de zinc. Cuando se emplea polvo de zinc, se forma el zincato de calcio + hidrógeno. En ambos casos el hidrógeno en las células es rápidamente reemplazado por el aire y, por lo tanto, no existe ningún peligro de fuego.

3.- Agua oxigenada y polvo blanqueador. Con esta adición se efectúa la siguiente reacción en la cual se desprende oxígeno en vez de hidrógeno: cloruro de calcio + oxígeno + agua.

4.- Sulfonatos alkyl aryl, el sulfonado de lauryl de sodio, ciertos jabones y resinas, aditivos espumantes destinados a extinguir incendios, así como plásticos o resinas sintéticas en estado líquido viscoso. Son apropiadas para la elaboración de concretos colados en sitio.

Existen varios aditivos tales como generador espumante, fibra dispersante, expansor, retardante, escoria, ceniza volante, etcétera, que ayudan a cubrir algunas de las deficiencias que conlleva a la baja densidad del concreto celular.

Se distinguen también algunos tipos de concreto celular:

*Concreto celular puro.* Se emplea cemento portland, agua, gas o espuma preparada, no contiene agregados sólidos, generalmente está limitado en el intervalo de baja densidad siendo en estado fraguado de 40 a 720 kg/m<sup>3</sup>. Para su elaboración se mezclan primero el cemento y el agua, y posteriormente se añade un agente químico o una espuma estable preparada, la cual debe ser bien mezclada con la pasta de cemento para lograr la consistencia celular.

*Concreto celular arenado.* Contiene cemento y arena, para lograr resistencias más elevadas, agua y el agente seleccionado para desarrollar las células; el intervalo de su densidad es de 880 a 1,920 kg/m<sup>3</sup>. Los agregados minerales tales como la arena de sílice son utilizados con éxito para evitar la contracción del concreto aireado.

*Concreto celular con agregado ligero.* Es parecido al anterior y es fabricado con agregados ligeros tales como el tezontle, piedra pómez, etcétera, para lo cual se reemplaza parte de la arena. Este agregado o cualquier otro utilizado debe contar con una resistencia mayor para aumentar su intervalo de resistencia a la compresión, con lo cual se lograrían densidades de 1,600 kg/m<sup>3</sup>.

*Concreto celular con agregado expansivo.* La adición de vermiculita y perlita en el concreto ha demostrado que ayuda en climas cálidos a retener el agua del curado. Estas adiciones son también ideales en los casos en que el concreto celular asista a las estructuras metálicas a la protección contra el fuego, siendo necesario que estos agregados se utilicen en la fabricación de unidades precoladas ya que logran su expansión en altas temperaturas.

*Concreto celular modificado.* Se considera concreto celular modificado a cualquiera de los tipos antes mencionados al que se le añade un aditivo.

*Concreto celular con aditivo dispersante.* Agente que ayuda a exponer mayor superficie de las partículas del cemento a la hidratación. Su acción dispersante aumenta considerablemente la fluidez e incrementa la resistencia a la compresión resultante de la reducción de la proporción agua/cemento en la mezcla, especialmente en el estado plástico, logrando un incremento de resistencia hasta de 10 por ciento en densidades de 1,440 kg/m<sup>3</sup>, y de 40 por ciento en densidades de 1,760 kg/m<sup>3</sup>.

*Concreto celular con fibras.* Esta fibra debe ser resistente al álcali; puede tratarse de resinas sintéticas o de fibra de vidrio. Se agrega al concreto celular de baja densidad para incrementar la resistencia a la tensión y ayudar a controlar considerablemente el agrietamiento por contracción, y además colaboran en bajo grado al aumento de la resistencia a la compresión y a la flexión. La cantidad utilizada está determinada en función de la trabajabilidad deseada del concreto y el costo.

*Concreto celular con aditivo expansor.* La utilización de aditivo expansor en el concreto celular refuerza a los componentes de éste, ya que la expansión puede ser de la misma magnitud que la contracción y la retracción del concreto; esta expansión compensa parcialmente los efectos de contracción en el secado característicos del concreto aireado. La tendencia a expandirse se controla por el acero de refuerzo, por lo cual éste debe ser colocado lo más cercano posible al centro de la sección para evitar empuje y por consiguiente, una deformación del elemento.

*Concreto celular con escoria y ceniza volante.* La arena puede ser reemplazada por las cenizas de combustible pulverizado o escoria de alto horno molidas. Estos ingredientes funcionan en parte como relleno y en parte como reactivo químico con el aglutinante. La ceniza volante y la arena de cuarzo pueden ser empleadas para reemplazar parcialmente la cantidad de cemento, lo cual ayuda a reducir tiempo de mezclado y, por consiguiente, la segregación; además, aumenta su resistencia.

*Concreto celular con otros aditivos.* Este concreto es compatible también con los densificadores, retardantes, agentes humectantes, estabilizadores de los poros. También se utilizan los álcalis solubles tales como la sosa cáustica para acelerar la reacción de los adicionantes metálicos.

La arena y otros componentes sílicos se muelen en molino de bolas hasta llegar al grado de finura requerido, que por lo general es comparable a la finura del cemento portland ordinario. Las mezclas del concreto celular se pueden hacer con cemento portland CPO, y con cemento portland tipo CPR, resistencia rápida.

De acuerdo con esta clasificación, el concreto utilizado en este trabajo es de tipo celular arenado.

### *Concreto celular prefabricado*

El concreto celular prefabricado puede ser producido en bloques de construcción para muros y unidades reforzadas para muros y losas. Sus densidades varían de 400 a 800 kg/m<sup>3</sup> y son materiales empleados desde hace más de 50 años. Los bloques son de gran utilidad en la industria de la construcción porque reducen enormemente el peso muerto de las estructuras y representan ahorros considerables en las cargas por manejar, así como por la gran área que se puede cubrir con cada uno de ellos.

Para elaborar el concreto celular prefabricado se debe contar con un espacio para colar el material en moldes, cortar y curar. Se requiere mantener una temperatura ambiente constante para poder fabricar elementos de alta calidad.

Una vez preparada la mezcla, se coloca con precisión el acero de refuerzo de manera que cuando se corten las piezas, no se dañe. La masa celular es vertida en moldes que son llenados parcialmente y a los 20 minutos la mezcla se expande cubriendo totalmente el molde. Después de tres a seis horas, el colado habrá fraguado lo necesario para poder ser cortado.

De acuerdo con el informe del comité técnico del ACI (ACI 523.2R-68) hay varios sistemas que se pueden utilizar para el curado del concreto celular:

a) Curado por lo menos a 21°C o más, como mínimo por siete días si es cemento portland normal tipo I y por tres días si se utiliza cemento portland de alta resistencia tipo III.

b) Curado a vapor a alta presión.

c) Curado en autoclave, lugar donde permanecerá de 14 a 28 horas, bajo una presión aproximada de 1 MPa (10.5 kgf/cm<sup>2</sup>) y a una temperatura de 185°C. El curado en vapor es necesario para obtener "concreto gas" de primera calidad.

d) Cualquier sistema de curado podrá ser utilizado mientras se conserve adecuadamente el contenido de agua del concreto y se proporcione la máxima calidad de resistencia a los elementos.

El acero de refuerzo utilizado en el concreto celular curado en autoclave debe ser protegido para evitar la corrosión, en un baño de una mezcla de recubrimiento que puede ser:

- una solución bituminosa oxidada que se endurece al aire;
- una capa de lechada de cemento con o sin látex de hule y un material coloidal como la caseína;
- resinas epóxicas;
- ahogado en concreto normal;
- concreto celular con espesores mayores.

Otra solución podría ser utilizar aceros presforzados.

#### *Concreto celular colado en sitio*

El "concreto espuma" es el ideal para colarse en el sitio, ya que es fácil adicionar la espuma directamente en la obra. El cemento, el agua, los agregados seleccionados y los aditivos se colocan en la olla mezcladora de la misma forma que se hace con el concreto normal; a éste se le introduce el generador de espuma especial que es un concentrado diluido en agua. La cantidad del generador de espuma depende del tipo de componente, el tamaño de la carga o volumen de concreto, la eficiencia de la

mezcladora y la densidad que se espera del concreto. Después de haber agregado la espuma se continúa el mezclado para que al agitarla logre su expansión total, que llega a ser hasta de 30 veces, y también así garantizar la distribución uniforme de las células de aire dentro de la mezcla.

Un punto básico para evitar la contracción del concreto celular es el curado en autoclave; por lo tanto, es necesario hacer consideraciones de cambio en el diseño de las mezclas del concreto colado en sitio, tales como añadir agentes expansivos que ayudan a evitar el agrietamiento y la contracción por secado.

Estos concretos fabricados con agregados ligeros y espuma dan propiedades especiales a la mezcla, ya que además de aumentar la resistencia, retienen el agua ayudando al curado en climas secos y reduciendo el costo del concreto.

El acero de refuerzo también ayuda a controlar la contracción por secado, como se había indicado con anterioridad.

El "concreto espuma" es bombeable, fácilmente trabajable y autonivelante, pero es necesario utilizar fluidizantes y retardantes cuando es colado en climas superiores a los 20°C, con el objeto de no perder su estructura celular, y en el caso de temperaturas de 1 a 4°C durante las primeras 24 horas de colado, se deben tomar ciertas precauciones; esto incluye a los concretos elaborados tanto para cementos tipo I como tipo III. Este concreto nunca debe ser colado cuando haya presencia de nieve, lluvia, granizo o heladas.

El "concreto espuma" debe ser protegido para evitar el rápido secado; en caso de presentarse éste, debe ser curado por aspersion o con membrana. La membrana de curado debe ser compatible con los recubrimientos que recibirá posteriormente el concreto celular; además, no se debe permitir el pisado de las áreas hasta que no estén fraguadas, ya que esto produciría compactación y destrucción de los poros.

## **1.2.2 Propiedades del concreto celular**

### *Propiedades físicas del concreto celular*

Se ha considerado últimamente que la densidad es la característica más sobresaliente del concreto aireado, sin tomar en cuenta sus propiedades térmicas, su trabajabilidad, etcétera, que generan grandes ventajas en la industria de la construcción. Otra gran cualidad es su factibilidad de diseño que, aunada a las anteriores, permite gran confort a quienes lo utilizan y disfrutan de él.

### *Resistencia a la compresión*

Los principales factores que afectan la resistencia a la compresión del concreto celular son la densidad, el contenido de cemento, el tipo y cantidad de agregado, la relación agua/cemento, los aditivos y las condiciones de curado.

Pruebas hechas con cemento portland tipo I y agentes para desarrollar las células con diferentes agregados determinaron los intervalos de densidad de éste en estado plástico. La densidad del concreto celular varía en un amplio intervalo que es

determinado por el contenido de la matriz, siendo de 320 a 1,920 kg/m<sup>3</sup>. Cuando el concreto celular es elaborado sin aditivos y con arena, su intervalo varía de 800 a 1,920 kg/m<sup>3</sup>; las mezclas que contienen agentes dispersantes y arena tienen una densidad aproximada de 1,360 kg/m<sup>3</sup>; las combinaciones que tienen una densidad en estado plástico por arriba de 800 kg/m<sup>3</sup> tienen un consumo aproximado de 390 kg/m<sup>3</sup> de cemento.

De acuerdo con las consideraciones anteriores y pruebas del ACI (ACI 523.1R-92 y ACI 523.3R-93), la resistencia a la compresión del concreto aireado sin aditivos ni agregados y secado en horno es la señalada en la tabla 1.1

**Tabla 1.1. Resistencia a la compresión (ACI)**

<b>Densidad (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Resistencia a la compresión</b>
	<b>MPa (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
320	0.48 (4.93)
400	0.86 (8.80)
480	1.55 (15.83)
560	2.42 (24.63)
800	5.18 (52.78)

Con relación a mezclas de concreto celular arenado con densidades mayores y sin aditivos, también de acuerdo con el ACI, se tienen las resistencias de la tabla 1.2.

**Tabla 1.2. Resistencias en compresión y mezclas**

<b>Densidad (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>%Arena</b>	<b>Relación a/c</b>	<b>Densidad cemento (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Resistencia a la compresión</b>
				<b>MPa (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
960	0.65	0.50	446	3.5 (35.2)
1120	1.06	0.45	446	4.1 (42.2)
1280	1.42	0.45	446	5.2 (52.8)
1440	1.78	0.45	446	9.0 (91.5)
1600	2.14	0.45	446	12.4 (126.7)
1760	2.44	0.50	446	17.3 (175.9)
1920	2.80	0.50	446	24.3 (247.7)

#### *Módulo de elasticidad*

El módulo de elasticidad del concreto celular es función de su densidad y su resistencia a la compresión; es bajo con relación al concreto convencional. En pruebas efectuadas a mezclas sin agregados pétreos y considerando como único complemento las burbujas de las células producidas por la reacción química, se determina que el módulo de elasticidad es más bajo con relación a concretos de su misma densidad, elaborados con agregados ligeros pero más rígidos. Esto ha sido señalado por pruebas

de laboratorio con concretos aireados utilizados sólo como aislantes, que dieron densidades por debajo de  $1,280 \text{ kg/m}^3$ .

#### *Resistencia a la tensión y cortante*

Por lo regular, la resistencia a la tensión se toma en función de la resistencia en compresión. En pruebas de resistencia a cortante efectuadas en laboratorio, se determinó que, a pesar de que la estructura que compone al concreto celular es distinta que la de un concreto ligero normal, no existe disminución de tal resistencia, la cual se apega a las normas establecidas por el ACI 318 para el concreto ligero.

#### *Conductividad térmica, resistencia al fuego y permeabilidad*

Las características de aislamiento térmico del concreto celular dependen primeramente de la densidad; otros factores que la determinan son los agregados utilizados, los poros, etcétera.

La conductividad térmica significa permitir el paso de la energía o temperatura de un lado a otro. Por sus características de poros de aire, el concreto celular reduce el paso de la temperatura exterior al interior de la construcción.

Los valores de conductividad térmica del concreto celular son similares a los de la madera y menores que los del adobe. Comparando muros de igual espesor resulta que un concreto de  $400 \text{ kg/m}^3$  aísla nueve veces más que el tabique rojo recocido y once veces más que el concreto común.

En relación con la resistencia al fuego, se ha demostrado en pruebas de laboratorio hechas a paneles de concreto celular, que pueden mantenerse a fuego directo las losas durante una hora, y los muros durante cuatro horas, sin perder su condición estructural. En las mismas pruebas, este concreto soportó ser expuesto a temperaturas arriba de  $700^\circ \text{C}$  y su punto de fusión es de  $1000\text{-}2000^\circ \text{C}$ , dependiendo de los materiales básicos.

Sobre permeabilidad, la experiencia en Suecia demuestra que el concreto aireado se comporta satisfactoriamente bajo la lluvia si tiene un recubrimiento exterior simple como es la pintura, excepto en condiciones severas en las que otros materiales también fallarían. Para tales condiciones extremas es conveniente colocar un aplanado en los muros exteriores.

Es recomendable que los muros de concreto celular no se saturen ya que la saturación reduce los efectos térmicos de forma temporal.

### **1.3 BREVE RESEÑA HISTÓRICA DEL CONCRETO CELULAR**

A principios de 1920, el Dr. Axel Ericsson, en aquel entonces profesor asistente de técnicas constructivas en el Instituto Real de Tecnología en Estocolmo, inventó un concreto aireado que el mismo llamó “concreto gas”. Este nuevo material fue posteriormente llamado Concreto Aireado curado en Autoclave (CAA); su producción industrial fue desarrollada en Suecia en 1929, combinando la técnica para producir concreto celular a partir de la inclusión de un agente productor de gas y la técnica de curado de concreto por medio de autoclave. Actualmente el CAA es producido en fábricas y disponible para utilizarse en elementos prefabricados para muros, losas, pisos, etc. La densidad del CAA varía entre  $400 \text{ kg/m}^3$  y  $960 \text{ kg/m}^3$ .

Tardaron entre 10 y 20 años, a partir de 1929 para empezar a desarrollar elementos de CAA reforzados principalmente en Escandinavia como techos, pisos y muros. Durante la Segunda Guerra Mundial se truncó temporalmente la expansión en el uso del CAA, pero después de 1950 tuvo mucho éxito en Europa y Asia.

Siporex (Alemania), Ytong (Alemania), Duros (Reino Unido), Hebel (Alemania) y H + H (Dinamarca) han sido las empresas productoras de CAA más importantes del mundo. Desde 1955 hasta 1972, una planta de Siporex ubicada cerca de Montreal en Canadá, era la única productora de CAA en Norteamérica hasta antes de los 90's.

La producción de CAA en los Estados Unidos de América y México, inicio a principios y mediados de los 90's ante la apertura de plantas de Hebel, Ytong Florida y E-Crete en los Estados Unidos y Contec Mexicana en México.

## **1.4 COMPORTAMIENTO GENERAL DEL CONCRETO CELULAR DE ACUERDO CON INVESTIGACIONES REALIZADAS HASTA EL MOMENTO**

Como se mencionó en el capítulo 1.2, el concreto celular se utiliza generalmente de dos formas, prefabricado o colado en sitio. Dadas las condiciones en las que se ha desarrollado esta tecnología, la investigación que se ha realizado se refiere en general a pruebas a elementos prefabricados de concreto celular curado en autoclave, (CAA). Aunque en esta tesis el concreto celular utilizado es colado en sitio, se presentará un resumen de los estudios que se han realizado, y se darán también expresiones de cálculo para elementos de concreto de peso ligero.

### **1.4.1 Investigación realizada en Hebel (Alemania) <sup>1</sup>**

Como se explicó anteriormente Hebel es una empresa alemana que se dedica a la producción de CAA. Esta empresa ensayó 12 muros de CAA sujetos a cargas laterales. Los resultados de estas pruebas fueron combinados con los resultados de las pruebas de nueve muros realizados en la Universidad de Texas en Austin para desarrollar ecuaciones de diseño para predecir la resistencia de los muros al agrietamiento por cortante.

### **1.4.2 Investigación realizada por la Universidad de Alabama en Birmingham (Estados Unidos de América) <sup>1</sup>**

En la Universidad de Alabama en Birmingham (UAB) se ensayaron elementos de mampostería de CAA y muros reforzados de tres diferentes fabricantes: Hebel, Ytong y Contec, bajo el patrocinio de la Asociación de Productos de Concreto Aireado Curado en Autoclave (AACPA). Las pruebas incluyeron la determinación de la resistencia a la compresión y resistencia a flexo-tensión en elementos con juntas de mortero delgadas y juntas de mortero gruesas, modulo de elasticidad y durabilidad ante congelamiento y descongelamiento.

Para elementos de CAA reforzados, las pruebas se enfocaron en tableros de piso y de muro. Los resultados de las pruebas de la UAB fueron entregados a la AACPA en febrero de 2002. Los resultados obtenidos por la UAB fueron combinados con datos de la Universidad de Texas en Austin para desarrollar ecuaciones para predecir el comportamiento de las propiedades mecánicas del CAA.

### **1.4.3 Investigación realizada por los Laboratorios de Tecnología de la Construcción (CTL) (Estados Unidos de América) <sup>1</sup>**

En 1999 se realizaron pruebas por CTL para evaluar el desempeño de elementos prefabricados para muros y pisos reforzados fabricados por AACPA. Los resultados de las pruebas realizadas por CTL fueron utilizados para predecir la resistencia a cortante y mecanismos de falla.

También realizaron una prueba de modulo de elasticidad en los laboratorios y los resultados obtenidos fueron combinados con otros obtenidos en la Universidad de

---

<sup>1</sup> Información obtenida de la tesis "Evaluation and Synthesis of Experimental Data for Autoclaved Aerated Concrete" de Jaime Fernando Argudo

Texas en Austin y en la UAB para encontrar la correlación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión.

#### **1.4.4 Investigación realizada por la Universidad de Texas en Arlington (Estados Unidos de América) <sup>1</sup>**

En el Centro de Investigación en Construcción en la Universidad de Texas en Arlington se evaluó el desempeño de bloques ensamblados de CAA para encontrar el módulo de ruptura y la resistencia en tensión diagonal, patrocinando dichas pruebas la empresa Ytong.

Entre 1996 y 1999 se realizaron pruebas en cuatro grupos con diferentes tipos de elementos de mampostería de CAA con diferentes niveles de esfuerzo siguiendo los métodos de pruebas de la ASTM. La conclusión más importante de este conjunto de pruebas es que la resistencia de los elementos de CAA a flexión y a tensión diagonal es generalmente controlada por el material en sí y no por la resistencia del mortero de unión, a diferencia de la mampostería convencional en donde las capacidades en flexión y tensión diagonal son controladas por las juntas de mortero entre los elementos. Los valores del módulo de ruptura y de resistencia a cortante obtenidos por la UT en Arlington fueron menores que los resultados obtenidos por la UT en Austin y la UAB. Esta diferencia se atribuye a los diferentes estándares de las pruebas, preparación de especímenes y falta de control de las resistencias a compresión. Las resistencias a compresión, densidades y cantidades de humedad no fueron controladas en los materiales probados. La UT en Arlington utilizó los datos proporcionados por el fabricante.

#### **1.4.5 Investigación realizada por la Universidad de Texas en Austin (Estados Unidos de América) <sup>1</sup>**

Bajo la responsabilidad del Laboratorio Ferguson de Ingeniería Estructural, en la Universidad de Texas en Austin, se ensayaron 17 muros de cortante de CAA para desarrollar las normas de diseño para muros de mampostería de CAA (Tanner 2003 y Varela 2003). La información de esas pruebas se utilizó también para desarrollar las normas de diseño de muros de mampostería de CAA reforzada.

Originalmente, la UAB iba a proveer información acerca de las propiedades mecánicas del CAA como resultado de un programa experimental de pruebas que estaba en proceso desde 1999. Debido a que los resultados de la UAB estuvieron disponibles hasta 2002, los investigadores de la UT en Austin decidieron realizar pruebas independientemente de los de la UAB, evaluando la resistencia a compresión y módulo de elasticidad, resistencia a la tensión y resistencia al cortante. Dichos resultados fueron combinados con los obtenidos en la UAB para desarrollar las ecuaciones de las propiedades mecánicas del CAA.

#### **1.4.6 Síntesis de los resultados obtenidos**

De los resultados obtenidos por las fuentes de información antes mencionadas se presentan en esta investigación los referentes a la resistencia en compresión, comportamiento esfuerzo – deformación y resistencia en tensión del CAA.

### Resistencia en Compresión

Las pruebas en compresión se realizaron de acuerdo con los requisitos que señala la norma ASTM C1386 para cubos de concreto de 102 mm de arista probados en condiciones secas. En la tabla 1.3 se presentan los resultados obtenidos.

**Tabla 1.3. Resistencia en compresión**

Fuente de información	Fabricante y código	Densidad de los Materiales			Resistencia a la compresión medida MPa (kgf/cm <sup>2</sup> )
		Densidad seca (kg/m <sup>3</sup> )	Densidad medida al momento de la prueba (kg/m <sup>3</sup> )	Densidad calculada con C.H. = 10% (kg/m <sup>3</sup> )	
UAB	Hebel-HG1	384.4	414.9	422.9	1.9 (19.7)
	Hebel-HG2	480.6	519.0	528.6	3.9 (39.4)
	Hebel-HG3	608.7	656.8	669.6	6.3 (64.0)
	Ytong-YG1	432.5	469.3	475.8	2.3 (23.2)
	Ytong-YG2	560.7	608.7	616.7	4.3 (44.3)
	Ytong-YG3	656.8	712.8	722.4	2.8 (28.1)
	Contec-CG1	464.5	511.0	511.0	2.2 (22.5)
	Contec-CG2	512.6	563.9	563.9	3.1 (31.6)
	Contec-CG3	576.7	634.3	634.3	4.8 (28.5)
UT	Contec-1	639.1	ND	ND	5.4 (54.9)
	Contec-2	575.1	602.3	632.7	7.2 (73.1)
	Babb-1	644.0	706.4	708.0	7.9 (80.2)
	Hebel-2	632.7	640.7	696.8	9.2 (93.5)
	Ytong-2	549.4	626.3	603.9	4.5 (45.7)
	Babb-2	536.6	570.3	591.1	3.4 (34.9)

Los límites de contenido de humedad (C.H.) permitidos por la norma son de 5% a 15%, por tal motivo se tomo un valor medio de 10%.

En general, las curvas de regresión resultantes de relacionar las densidades con las resistencias a compresión, son lineales o parabólicas. Comúnmente se acostumbra relacionar la resistencia a compresión con las otras propiedades mecánicas del concreto, para lo cual se utiliza generalmente la resistencia a compresión como variable independiente. Algunas de las razones por las cuales se escoge la resistencia a compresión como variable independiente es la facilidad para determinarla y el hecho de que al utilizarla, se eliminan otras variables tales como el contenido de humedad.

### Comportamiento Esfuerzo – Deformación

Para determinar la relación que guarda el modulo de elasticidad del CAA (E) con la resistencia a compresión del mismo ( $f_{CAA}$ ), se ensayaron pilas de 102 mm x 102 mm x 204 mm. Los resultados se muestran en las tablas 1.4 y 1.5.

**Tabla 1.4. Modulo de elasticidad para deformación perpendicular a la dirección de la carga**

Fuente de información	Fabricante	Densidad seca (kg/m <sup>3</sup> )	Contenido de humedad (%)	Densidad medida (kg/m <sup>3</sup> )	Modulo de elasticidad MPa (kgf/cm <sup>2</sup> )	Covarianza de E (%)	Resistencia en Compresión MPa (kgf/cm <sup>2</sup> )	Covarianza de f <sub>CAA</sub> (%)
UAB	Hebel	384.4	8.2	416.5	1283 13077.3	39.5	2.0 20.4	15.0
	Ytong	560.7	12.0	627.9	2138 21795.5	4.9	4.1 42.2	5.3
	Contec	512.6	13.6	583.1	2028 20670.6	4.9	3.9 40.1	11.5
UT Austin	Contec 1	677.6	5.0	744.9	2228 22709.5	7.9	5.4 54.9	5.6
	Contec 2	575.1	4.7	602.3	2924 29810.7	2.7	7.2 73.1	4.7
	Babb 1	639.1	10.4	706.4	3187 32482.4	7.1	7.9 80.2	3.8
	Hebel 2	632.7	1.3	640.7	3524 35927.5	9.3	9.2 93.5	6.6
	Ytong 2	549.4	14.1	626.3	1855 18912.9	3.4	4.5 45.7	6.8
	Babb 2	560.7	16.6	653.6	1869 19053.5	11.7	3.4 34.9	6.0
CTL	ACCOA	ND	ND	ND	3173 32341.7	13.6	6.3 64.2	5.6

**Tabla 1.5. Modulo de elasticidad para deformación paralela a la dirección de la carga (UAB)**

Fabricante	Densidad seca (kg/m <sup>3</sup> )	Contenido de humedad (%)	Densidad medida (kg/m <sup>3</sup> )	Modulo de elasticidad MPa (kgf/cm <sup>2</sup> )	Covarianza de E (%)	Resistencia en Compresión MPa (kgf/cm <sup>2</sup> )	Covarianza de f <sub>CAA</sub> (%)
Hebel	384.4	8.2	416.5	958.7 9772.8	18.0	1.2 12.4	17.3
Ytong	560.7	12.0	627.9	1917.4 19545.7	29.0	3.2 32.8	13.0
Contec	512.6	13.6	583.1	1869.1 19053.5	9.0	3.2 31.6	12.0

Con los datos presentados, se propusieron dos expresiones para calcular el módulo de elasticidad en función de la resistencia en compresión, una función lineal y otra no lineal:

$$E = 0.3f_{CAA} + 105 \quad \text{Ecuación (1.1)}$$

$$E = 6500f_{CAA}^{0.6} \quad \text{Ecuación (1.2)}$$

donde E y f<sub>CAA</sub> están en lb/pulg<sup>2</sup>

### Resistencia en Tensión

La resistencia en tensión del concreto normal varía generalmente entre el 8% y el 15% de la resistencia en compresión, dependiendo de factores tales como el tipo de agregado que se utilice en la elaboración del mismo.

Para medir la resistencia a tensión del concreto, se utilizan comúnmente dos pruebas. La primera es la del módulo de ruptura, o prueba en flexión, y la segunda es la “prueba brasileña”, o del cilindro horizontal en compresión.

Se realizaron pruebas de ambos tipos y se obtuvieron las siguientes expresiones que relacionan la resistencia en compresión del concreto con la resistencia en tensión.

$$f_t = 0.05f_{CAA} + 30 \quad \text{Ecuación (1.3)}$$

$$f_t = 2.4\sqrt{f_{CAA}} \quad \text{Ecuación (1.4)}$$

La norma holandesa establece una ecuación también para calcular la resistencia a tensión:

$$f_t = 0.08125f_{CAA} \quad \text{Ecuación (1.5)}$$

### Resistencia a Cortante

En cuanto a la resistencia directa a cortante del CAA se propuso la siguiente expresión en función de la resistencia en compresión:

$$f_v = 0.15f_{CAA} \quad \text{Ecuación (1.6)}$$

Donde  $f_v$  y  $f_{CAA}$  están en  $\text{lb/pulg}^2$

## CAPÍTULO 2

### FASE EXPERIMENTAL

#### 2.1 INTRODUCCIÓN

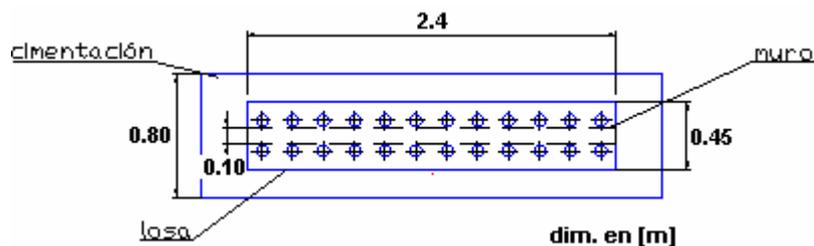
En este capítulo se describe de manera detallada, la fase experimental del proyecto objeto de esta tesis. Se describen los especímenes, los criterios de diseño y el proceso constructivo. Así mismo, se presentan las calidades de los materiales utilizados, la forma y configuración de los dispositivos de carga, la ubicación de los instrumentos y la forma de captura de datos.

Se probaron hasta la falla cinco muros de concreto celular a escala natural en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Se realizaron los ensayos aplicando carga vertical y lateral, tres bajo carga lateral monótona y dos bajo carga lateral cíclica. El esfuerzo vertical fue constante para todos los ensayos y fue el equivalente al de una vivienda de dos niveles, es decir igual a 0.25 MPa (2.5 kgf/cm<sup>2</sup>). La resistencia especificada a compresión del concreto fue de 14.7 MPa (150 kgf/cm<sup>2</sup>).

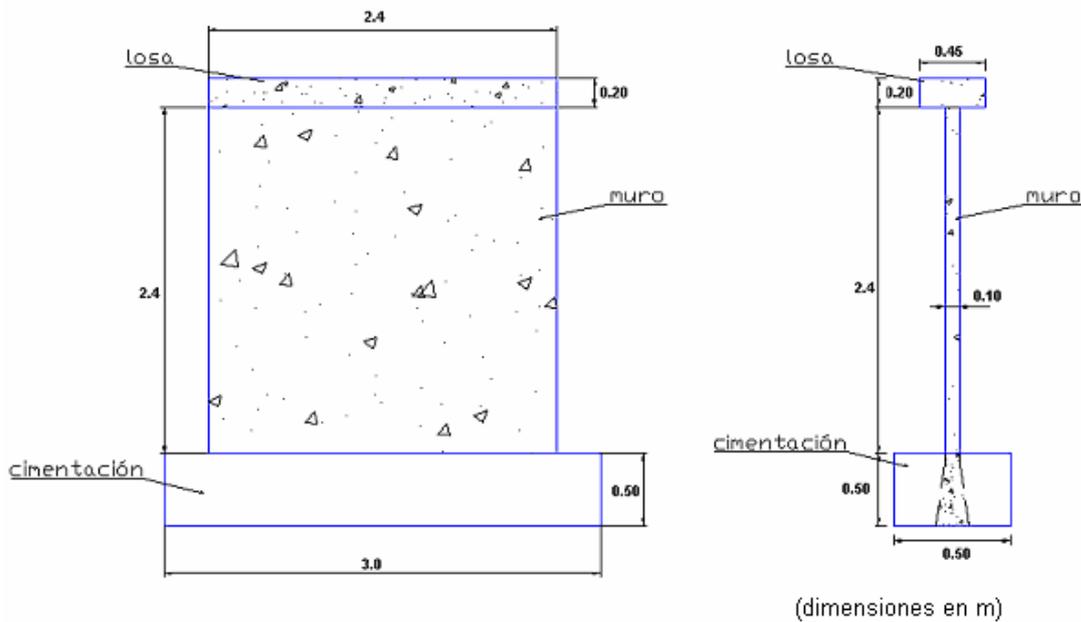
Las cuantías de refuerzo se tomaron con referencia a las mínimas que marca el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y así, se reforzaron los muros con 0%, 50% y 100% de la cuantía mínima de refuerzo que propone el Reglamento para el caso de carga lateral monótona y con 50% y 100% para el caso de carga lateral cíclica.

#### 2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Los especímenes fueron muros de concreto celular de dimensiones 240 x 240 cm y 10 cm de espesor. En la parte superior de los muros se coló una losa de 20 cm de espesor y 45 cm de ancho. Para fijar los muros a la losa de ensaye del laboratorio, se construyeron cimentaciones de concreto reforzado de peso normal de dimensiones 300 x 80 x 50cm. En la figura 2.1 se presentan un esquema del arreglo y dimensiones finales.



*Figura 2.1. Planta del muro por ensayar*



**Figura 2.2. Elevación y perfil del muro a ensayar**

Para identificar cada ensaye se utilizó la nomenclatura mostrada en el siguiente ejemplo:

MCC0M

La primera inicial (M) indica el ensaye de un muro. La segunda inicial indica el tipo de muro que se ensayó: C = cuadrado, (relación de aspecto altura/longitud = 1.0). En este trabajo todos los muros corresponden a muros cuadrados. La tercera inicial indica el tipo de concreto que se utilizó en el muro: C = concreto celular. El cuarto número indica la cuantía de refuerzo vertical y horizontal que tiene el muro: 0 = sin refuerzo en el alma del muro, 50 = 50% de la cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical recomendada en el reglamento RCDF, 100 = 100% de la cuantía mínima recomendada en el reglamento del RCDF. Finalmente, la última inicial indica el tipo de ensaye que se realizó en el muro: M = monótono y C = cíclico.

Para esta investigación se contemplaron, por lo tanto, los ensayos de los siguientes muros:

- MCC0M
- MCC50M
- MCC100M
- MCC50C
- MCC100C

Lo anterior significa, siendo consistentes con la nomenclatura propuesta, que se trata de 5 muros, todos de concreto celular y cuadrados, los tres primeros bajo carga monótona y con cuantías de acero de refuerzo en el alma de 0%, 50%, y 100% de la mínima presentada por el RCDF, respectivamente. Los dos últimos bajo carga reversible cíclica y con cuantías de 50% y 100% de la mínima que marca el reglamento.

## 2.2.1 Materiales

### 2.2.1.1 Concreto

El concreto utilizado en la construcción tanto de la cimentación como de los muros y losas, se obtuvo de una planta premezcladora. Las características y propiedades de los concretos utilizados se describen a continuación:

- Concreto para muros y losas:
  1. Concreto tipo ligero (celular)
  2. Resistencia a la compresión  $f'c = 14.7 \text{ MPa}$  ( $150 \text{ kgf/cm}^2$ )
  3. Tamaño máximo de agregado (T.m.a.) = 13 mm
  4. Tipo de agregado: Andesita
  5. Tipo de fraguado: Normal
  6. Concreto bombeable
  7. Peso volumétrico fresco:  $17.7 \text{ kN/m}^3$  ( $1800 \text{ Kg/m}^3$ )
  8. Revenimiento: 18 cm
  
- Concreto para cimentación
  1. Concreto Clase I Estructural
  2. Resistencia a la compresión  $f'c = 58.9 \text{ MPa}$  ( $600 \text{ kgf/cm}^2$ )
  3. Tamaño máximo de agregado (T.m.a.) = 20 mm
  4. Tipo de agregado: Caliza
  5. Tipo de fraguado: Normal
  6. Concreto no bombeable
  7. Peso volumétrico fresco:  $21.6 \text{ kN/m}^3$  ( $2200 \text{ Kg/m}^3$ )
  8. Revenimiento: 12 cm

La calidad del concreto se evaluó a través de un sistema de muestreo aleatorio y de pruebas estandarizadas, las cuales se presentan en el Apéndice A.

### 2.2.1.2 Acero

La cuantía del refuerzo vertical en los bordes de los muros se diseñó para prevenir una falla por flexión y permitir una falla por corte. El interés por forzar la falla por corte se basó en el hecho de que existe muy poco conocimiento actualmente del comportamiento de los muros ante este tipo de falla. Las barras de acero de refuerzo horizontal y vertical del alma del muro se colocaron en una sola capa al centro del muro debido al espesor de 10 cm.

Para la cuantía de refuerzo mínima (0.0025) se colocó una barra del # 3 a cada 25 cm, que equivale a una cuantía  $\rho = 0.0028$ . Para la cuantía de refuerzo correspondiente al 50% del refuerzo mínimo (0.00125) se colocó una barra del # 3 a cada 50 cm, equivalente a  $\rho = 0.0014$ . Las cuantías de refuerzo reales empleadas en los muros fueron un poco mayores que los valores antes mencionados.

Las barras de acero se instrumentaron con deformímetros eléctricos para evaluar la participación del refuerzo en la resistencia. En todos los casos, el acero transversal de los elementos de borde consistió en un estribo de alambón del # 2 a cada 15 cm. Los muros reforzados con la cuantía mínima estuvieron reforzados en sus extremos con ocho barras del # 6, los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima con ocho barras del # 5, y los muros sin refuerzo con cuatro barras del # 6 y dos barras del # 5. El esfuerzo de fluencia medido promedio del acero del alma fue de 458 MPa (4667 kgf/cm<sup>2</sup>) y el de los bordes de 445 MPa (4531 kgf/cm<sup>2</sup>) para las barras del # 5 y de 424 MPa (4326 kgf/cm<sup>2</sup>) para las barras del # 6. En la tabla 2.1 se muestran las propiedades mecánicas de las barras.

**Tabla 2.1. Propiedades mecánicas de las barras de refuerzo**

Barra	Diámetro nominal	Área nominal	FLUENCIA			ULTIMO	
			Carga	Esfuerzo	deformación	Carga	Esfuerzo
#	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	kgf	(kgf/cm <sup>2</sup> )	(cm/cm)	kgf	(kgf/cm <sup>2</sup> )
3	0.95	0.71	3308	4667	0.0027	5135	7233
5	1.60	2.01	9107	4531	0.0026	14741	7334
6	1.91	2.85	12329	4326	0.0026	20432	7169

## 2.3 CRITERIOS DE DISEÑO

Como se ha señalado, la variable en estudio en esta investigación fue la cuantía de acero de refuerzo en el alma de los muros. Con la cuantía de refuerzo en el alma conocida, el diseño se basó específicamente en propiciar que la falla del muro se diera en cortante por tensión diagonal. De este modo se diseñó por capacidad dando mayor resistencia a los modos de falla no deseados que fueron los siguientes:

- Falla en flexión
- Falla en compresión diagonal
- Falla por deslizamiento en la base del muro

La mayoría de los reglamentos existentes consideran la resistencia a cortante de un muro de concreto como la contribución del concreto más la contribución del acero. En los reglamentos de EUA (ACI-2005) y mexicano, RCDF, (NTC-C, 2004) se obtienen resistencias nominales y se utilizan factores de reducción de resistencia para considerar variaciones en las propiedades de los materiales, defectos constructivos, y para cubrir sensibles errores de los cálculos. Los factores reflejan la importancia del miembro en la estructura.

### 2.3.1 Contribución del concreto en la resistencia a cortante

En el reglamento ACI y RCDF se considera un incremento de la resistencia a cortante en muros de relación de aspecto baja; para este tipo de muros ambas resistencias son similares. Para muros esbeltos en el RCDF se aplica la teoría de vigas. Las resistencias son menores en comparación con el ACI.

La expresión que da el RCDF para evaluar la contribución del concreto en la resistencia a cortante suponiendo falla por tensión diagonal es la siguiente, para concretos de peso normal:

Para una relación  $\frac{H}{L} \leq 1.5$ , se tiene que

$$V_{cR} = 0.27 F_R \sqrt{f_c^*} tL \quad \text{Ecuación (2.1) [N]}$$

$$V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} tL \quad \text{Ecuación (2.1) [kgf]}$$

De acuerdo con el capítulo 12 de las NTC, para concretos ligeros, el valor de  $\sqrt{f_c^*}$  se cambia por  $0.5\sqrt{f_c^*}$  (para kgf/cm<sup>2</sup>) y por  $0.496\sqrt{f_c^*}$  (para MPa), resultando la siguiente expresión:

$$V_{cR} = 0.27 F_R 0.496 \sqrt{f_c^*} tL \quad \text{Ecuación (2.2) [N]}$$

$$V_{cR} = 0.85 F_R 0.5 \sqrt{f_c^*} tL \quad \text{Ecuación (2.2) [kgf]}$$

Donde  $f_c^*$  es la resistencia nominal del concreto en compresión,  $t$  es el espesor del muro y  $L$  su longitud. Dado que se tomaron los valores reales de las propiedades mecánicas de los materiales, medidos en laboratorio, se tuvo un buen control de calidad y se eliminó la incertidumbre en la estimación de las mismas, por lo que el factor de reducción se toma como  $F_R = 1$ . Se tuvieron dos valores distintos de  $f_c$ , debido a que los muros se colaron en dos etapas distintas. El concreto que se utilizó para colar los muros ensayados bajo carga monótona presentó un valor de  $f_c = 16.2$  MPa (165 kgf/cm<sup>2</sup>) y un peso volumétrico  $\gamma = 15.7$  kN/m<sup>3</sup> (1600 kgf/m<sup>3</sup>) como valores reales. Así mismo el concreto utilizado en los muros sometidos a carga cíclica presenta los valores  $f_c = 10.8$  MPa (110 kgf/cm<sup>2</sup>) y el mismo peso volumétrico  $\gamma = 15.7$  kN/m<sup>3</sup> (1600 kgf/m<sup>3</sup>).

Sustituyendo valores en la expresión (2.1), resultó que la contribución del concreto a la resistencia a cortante para muros bajo carga monótona es:

$$V_{cR} = 0.27 \sqrt{0.8 * 16.2} (100)(2400) / 1000 = 233 \text{ kN} (23.4 \text{ tf})$$

De igual modo, para los muros ensayados bajo carga cíclica, la contribución del concreto es:

$$V_{cR} = 0.27 \sqrt{0.8 * 10.8} (100)(2400) / 1000 = 190 \text{ kN} (19.1 \text{ tf})$$

Sustituyendo ahora los valores en la expresión (2.2), tenemos que la contribución del concreto a la resistencia a cortante para muros bajo carga monótona y cíclica es respectivamente:

$$V_{cR} = 117 \text{ kN} \quad (11.7 \text{ tf}) \quad \text{(Carga monótona)}$$

$$V_{cR} = 95 \text{ kN} \quad (9.6 \text{ tf}) \quad \text{(Carga cíclica)}$$

Para el ACI las expresiones que se utilizan para calcular la contribución del concreto a la resistencia por cortante son:

- Concreto de peso normal:

$$V_c = 2\sqrt{f_c'} t(0.8L) \quad \text{Ecuación (2.1.a)}$$

- Concreto ligero

$$V_c = 1.5\sqrt{f_c'} t(0.8L) \quad \text{Ecuación (2.1.b)}$$

De acuerdo con lo obtenido en las investigaciones realizadas por las universidades norteamericanas respecto al comportamiento del CCA:

$$V_c = 2.4\sqrt{f_c'} t(0.8L) \quad \text{Ecuación (2.1.c)}$$

donde las unidades están en sistema inglés.

### 2.3.2 Contribución del acero de refuerzo en la resistencia a cortante

Tanto en el RCDF como en el ACI se considera que la totalidad del refuerzo horizontal fluye. Las expresiones utilizadas por ambos reglamentos se presentan en las ecuaciones 2.3 y 2.3.a. respectivamente.

$$V_s = \rho_{\text{hor}} f_y t L \quad \text{Ecuación (2.3)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y (0.8L)}{s} \quad \text{Ecuación (2.3.a.)}$$

Donde, para la ecuación 2.3,  $\rho_{\text{hor}}$  es la cuantía de acero de refuerzo horizontal,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo,  $t$  es el espesor del muro y  $L$  la longitud del mismo.  $A_v$  es el área de las barras de refuerzo horizontal,  $f_y$  su esfuerzo nominal de fluencia y  $s$  su separación en unidades del sistema inglés.

En este caso, como se tuvieron tres diferentes cuantías de acero de refuerzo, se calculó la contribución para el caso con el 50% de la cuantía mínima y con el 100% de la cuantía mínima. Como se mencionó anteriormente, las cuantías de acero reales fueron ligeramente mayores que las previstas por motivos constructivos, quedando la cuantías finales de 0.0014 (en lugar de 0.00125, para  $0.5 \rho_{\text{min}}$ ) y 0.0028 (para  $\rho_{\text{min}}$ ). Así, se presentan las expresiones de cálculo para ambos casos:

Caso 1.  $\rho = 0.0014$

$$V_s = (0.0014)(458)(100)(2400)/1000 = 154kN(15.7tf)$$

Caso 2.  $\rho = 0.0028$

$$V_s = (0.0028)(458)(100)(2400)/1000 = 308kN(31.4tf)$$

De lo anterior se concluye que la resistencia total para los muros, de acuerdo con el RCDF para concretos ligeros es la que se presenta en la tabla 2.2.

**Tabla 2.2. Cortante resistente para concretos ligeros**

MURO	V <sub>cR</sub> kN (t <sub>f</sub> )	V <sub>s</sub> kN (t <sub>f</sub> )	V <sub>cR</sub> + V <sub>s</sub> kN (t <sub>f</sub> )
MCC0M	117 (11.9)	-	117 (11.9)
MCC50M	117 (11.9)	154 (15.7)	271 (27.6)
MCC100M	117 (11.9)	308 (31.4)	425 (43.3)
MCC50C	95 (9.6)	154 (15.7)	249 (24.4)
MCC100C	95 (9.6)	308 (31.4)	403 (41.1)

En la tabla 2.2.1 se presentan los resultados obtenidos con las expresiones del ACI para concretos ligeros y de las investigaciones realizadas para CCA.

**Tabla 2.2.1. Cortante resistente ACI (concretos ligeros) y CCA**

MURO	ACI		CCA		V <sub>s</sub>		ACI		CCA	
	V <sub>c</sub>		V <sub>c</sub>		V <sub>s</sub>		V <sub>c</sub> + V <sub>s</sub>		V <sub>c</sub> + V <sub>s</sub>	
	kN	tf	kN	tf	kN	tf	kN	tf	kN	tf
MCC0M	95.2	9.7	152.1	15.5	-	-	95.2	9.7	152.1	15.5
MCC50M	95.2	9.7	152.1	15.5	124.6	12.7	219.7	22.4	276.6	28.2
MCC100M	95.2	9.7	152.1	15.5	248.2	25.3	343.4	35	400.2	40.8
MCC50C	77.5	7.9	123.6	12.6	124.6	12.7	202.1	20.6	248.2	25.3
MCC100C	77.5	7.9	123.6	12.6	248.2	25.3	325.7	33.2	371.8	37.9

Adicionalmente, se presenta el modelo desarrollado por Sánchez para fallas por tensión diagonal de muros de concreto de peso ligero, el cual considera también la contribución del concreto y del acero. El modelo de Sánchez queda expresado por medio de las siguientes ecuaciones:

$$V_{\max} = V_c + V_s = 0.75(\alpha Fe + 0.04\sigma_a)\sqrt{f'_c} + \eta \rho_{hor} f_y \quad \text{Ecuación (2.4) [MPa]}$$

$$\alpha = 0.42 - 0.08 (M/VL, \%R_{\max}) \quad \text{Ecuación (2.4-a) [MPa]}$$

$$Fe = 0.77 + 0.05 \rho_{ver} f_y \quad \text{Ecuación (2.4-b) [MPa]}$$

$$\eta = \frac{V_c}{\rho_{hor} f_y} \leq 1 \quad \text{Ecuación (2.4-c)}$$

El factor Fe está asociado a la cuantía de refuerzo vertical. En la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo vertical, aumenta el factor Fe y se incrementa la resistencia. La variable  $\sigma_a$  representa el esfuerzo axial en MPa obtenido como la relación entre la carga y el área. Incrementando la carga axial aumenta la resistencia a cortante.

El término  $\eta$ , representa el factor de eficiencia del refuerzo horizontal. El factor  $\eta$  es directamente proporcional a la contribución del concreto a la resistencia ( $V_c$ ).

Sustituyendo los valores correspondientes en las expresiones anteriores, se obtuvieron los resultados de la tabla 2.3.

**Tabla 2.3. Cortante resistente, modelo de Sánchez**

MURO	$\alpha$	$F_e$ MPa	$f'_c$ MPa	$\eta$	$\rho_{hor}$ (%)	$\rho_{ver}$ (%)	$f_y$ MPa	$V_c$ kN	$V_s$ kN	$V_c+V_s$ kN
MCC0M	0.36	1.00	16.2	-	0	0	458	261	0	261
MCC50M	0.36	0.80	16.2	1.0	0.0014	0.0014	458	209	154	363
MCC100M	0.36	0.83	16.2	0.7	0.0028	0.0028	458	218	218	435
MCC50C	0.36	0.80	10.8	1.0	0.0014	0.0014	458	171	154	325
MCC100C	0.36	0.83	10.8	0.6	0.0028	0.0028	458	178	178	355

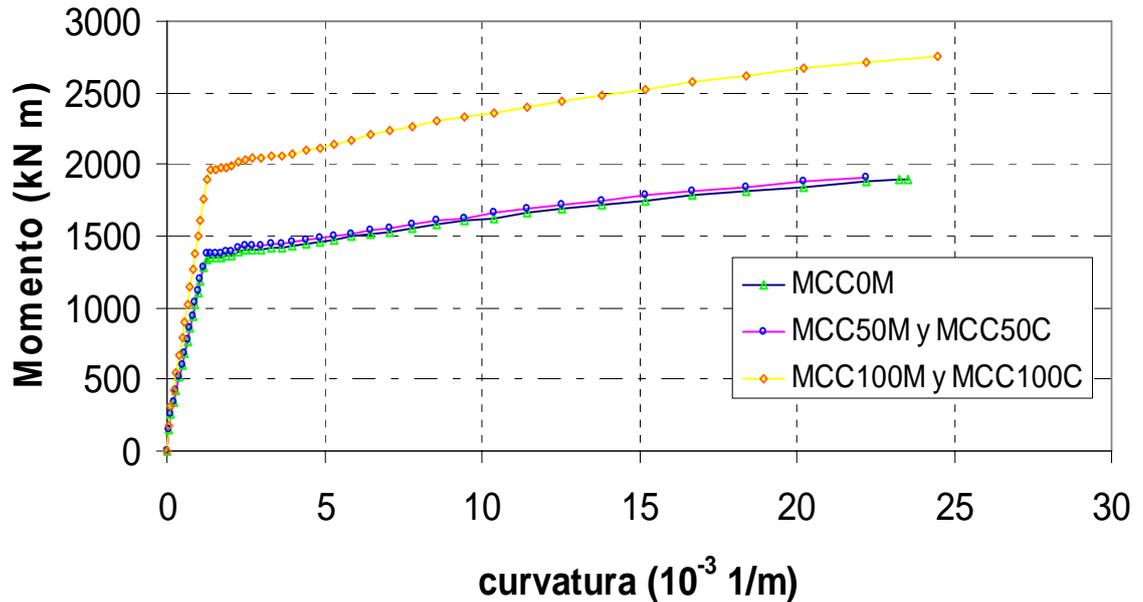
Al comparar los resultados de las expresiones de calculo de resistencias obtenidos con el modelo de Sánchez, y los obtenidos con los demás reglamentos y criterios, se observa que el hecho de considerar la contribución del acero de refuerzo vertical y la eficiencia del acero de refuerzo horizontal, arroja en algunos casos valores de resistencia mayores que los de los demás modelos.

### 2.3.3 Diseño en flexión

Como se explicó previamente, los muros se diseñaron para que el esfuerzo cortante asociado a la falla por flexión fuera mayor que el asociado a la falla por cortante por tensión diagonal. La resistencia a flexión del muro se halló calculando, con ayuda del programa RESPONSE 2000, el diagrama momento – curvatura de la sección transversal del muro. Debido a las diferencias en los armados de los extremos de los muros, se tienen tres diferentes diagramas momento - curvatura dependiendo de las cuantías de acero de refuerzo en el alma: uno para los muros con 0% de la cuantía mínima, otro para los muros con 50% de la cuantía mínima y uno último para aquellos con el 100% de la cuantía mínima.

En la figura 2.3 se presentan los diagramas momento curvatura de los tres tipos de muros, de donde se pueden obtener los valores de momento resistente máximo y su respectiva curvatura.

## DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA



*Figura 2.3. Diagrama momento – curvatura de muros*

A manera de resumen se presentan en la tabla 2.4 los valores de momento y curvatura para cada caso:

*Tabla 2.4. Valores de Momento y curvatura*

MURO	Momento último		Curvatura $10^{-3}1/m$
	kN m	(tf m)	
MCC0M	1344	(137)	1.4
MCC50M y MCC50C	1376	(140)	1.5
MCC100M y MCC100C	1958	(200)	1.4

En la tabla 2.5 se presenta un resumen de los cálculos para estimar el factor de seguridad empleado para diseño por flexión.

*Tabla 2.5. Factor de seguridad por flexión*

Muro	M kN m	$V_M$	$V_{NTC}$	F.S.	$V_{ACI}$	F.S.	$V_S$	F.S.	$V_{CCA}$	F.S.
		kN	kN	NTC	kN	ACI	kN	S	kN	CCA
MCC0M	1344	560	117	4.8	95	5.9	261	2.1	152	3.7
MCC50M	1376	573	271	2.1	220	2.6	363	1.6	277	2.1
MCC100M	1958	816	425	1.9	343	2.4	435	1.9	400	2.0
MCC50C	1376	573	249	2.3	302	1.9	325	1.8	248	2.3
MCC100C	1958	816	403	2.0	326	2.5	355	2.3	372	2.2

En la tercera columna de izquierda a derecha se encuentra el cortante  $V_M$  resultante de dividir el momento máximo entre el brazo de 2.4 m, altura del muro. Las demás columnas contienen los valores de cortante máximo y factor de seguridad respectivo. Para todos los modelos el factor de seguridad es mayor que 1.5.

### 2.3.4 Compresión Diagonal

Cuando las cuantías de refuerzo son grandes, los esfuerzos de tensión en el concreto son pequeños en comparación con los esfuerzos en el acero y no se alcanza a lograr una falla por tensión diagonal. Los esfuerzos en el puntal de compresión se incrementan hasta la falla por compresión diagonal en el concreto. Regularmente en una falla por compresión diagonal se desarrolla poca ductilidad. Para prevenir este tipo de falla, el RCDF considera un esfuerzo cortante máximo. La expresión considerada es la siguiente:

$$V_{cR} + V_s \leq 0.63A_{cm} \sqrt{f^*c} \quad \text{Ecuación (2.5) [N]}$$

$$V_{cR} + V_s \leq 2A_{cm} \sqrt{f^*c} \quad \text{Ecuación (2.5) [kgf]}$$

Donde  $V_{cR}$  y  $V_s$  son las contribuciones a la resistencia a cortante del concreto y del acero respectivamente,  $f^*c$  es la resistencia nominal del concreto en compresión y  $A_{cm}$  el área bruta de la sección de concreto comprendida por el espesor del muro y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante de diseño.

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación (2.5) se obtiene lo siguiente:

Para muros bajo carga monótona:

$$V_{cR} + V_s \leq 0.63(100)(2400)\sqrt{0.8(16.2)} / 1000 = 544kN$$

$$V_{cR} + V_s \leq 2(10)(240)\sqrt{0.8(165)} / 1000 = 55.1t_f$$

Para muros bajo carga cíclica:

$$V_{cR} + V_s \leq 0.63(100)(2400)\sqrt{0.8(10.8)} / 1000 = 444kN$$

$$V_{cR} + V_s \leq 2(10)(240)\sqrt{0.8(110)} / 1000 = 45t_f$$

Si se comparan los resultados anteriores con los valores calculados con el reglamento, se puede ver que especialmente el muro MCC100C podría presentar falla por compresión diagonal.

### 2.3.5 Deslizamiento en la base del muro

Dada la elevada cantidad de acero de refuerzo en los extremos del muro, era muy poco probable que se presentara este tipo de falla. La revisión se realizó con las expresiones dadas en el Eurocódigo 8 (incorporando los factores que marcan las NTC para concretos ligeros), el cual considera que la resistencia al deslizamiento es la suma de las siguientes componentes:

$$V_{dd} \leq \begin{cases} 1.5 \sum A_v 0.496 \sqrt{f_c^* f_y} \\ 0.25 f_y \sum A_v \end{cases} \quad \text{Ecuación (2.6) [N]}$$

$$V_{fd} \leq \begin{cases} \mu_f \left[ \left( \sum A_v f_y + N \right) \xi + \frac{M}{Z} \right] \\ 0.25 \eta (0.246) f_c^* \xi t L \end{cases} \quad \text{Ecuación (2.7) [N]}$$

$$\eta = 0.6(1 - f'_c / 250)$$

donde  $V_{dd}$  es la resistencia dada por el refuerzo vertical trabajando como dovela,  $V_{fd}$  la resistencia de fricción del concreto,  $A_v$  es el área de todo el refuerzo vertical en el muro,  $\mu_f$  el coeficiente de fricción del concreto el eurocódigo recomienda un valor de 0.7),  $Z$  es el brazo de palanca,  $N$  es la carga axial,  $M$  es el momento flexionante de diseño que se considera como el correspondiente a la resistencia a cortante calculada con la expresión de las NTC para concretos ligeros y  $\xi$  la profundidad del eje neutro normalizada. Los datos considerados son los siguientes: profundidad del eje neutro del diagrama momento curvatura para el momento flexionante último, coeficiente de fricción igual a 1. En la tabla 2.6 se muestra el resumen de los cálculos.

**Tabla 2.6. Cálculos de diseño para deslizamiento en la base del muro**

MURO	$A_v$	$f'_c$	$f_y$	$\mu_f$	$N$	$M/L$	$\xi$	$V_{dd}$	$V_{fd}$	$V$	F.S.
	mm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	Mpa (kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup> )	Mpa (kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup> )		kN (t <sub>f</sub> )	kN (t <sub>f</sub> )	(cm/cm)	(cm/cm)	kN (t <sub>f</sub> )	kN (t <sub>f</sub> )	
MCC0M	3072	16.2	431	0.7	58.9	117	0.24	148	223	371	3.2
	30.72	165	4394	0.7	6	11.9	0.24	15.1	22.7	37.8	
MCC50M	3452	16.2	447	0.7	58.9	271	0.2	169	216	386	1.4
	34.52	165	4558	0.7	6	27.6	0.2	17.3	22.0	39.3	
MCC100M	5057	16.2	435	0.7	58.9	425	0.18	245	278	522	1.2
	50.57	165	4430	0.7	6	43.3	0.18	25.0	28.3	53.3	
MCC50C	3452	10.8	447	0.7	58.9	249	0.2	138	216	355	1.4
	34.52	110	4558	0.7	6	25.4	0.2	14.1	22.0	36.1	
MCC100C	5057	10.8	435	0.7	58.9	403	0.18	200	278	477	1.2
	50.57	110	4430	0.7	6	41.1	0.18	20.4	28.3	48.7	

Los valores del esfuerzo de fluencia  $f_y$  fueron determinados mediante un promedio ponderado en función de las áreas de las barras de cada diámetro y del  $f_y$  promedio para dicho diámetro de barra.

La onceava columna ( $V$ ) es la suma de las componentes  $V_{fd}$  y  $V_{dd}$ . De la ecuación 2.7 se tomó el valor de la primera expresión, dado que la segunda resultó ser demasiado conservadora. El factor de seguridad se calcula respecto al cortante estimado con la expresión de las NTC para concretos ligeros.

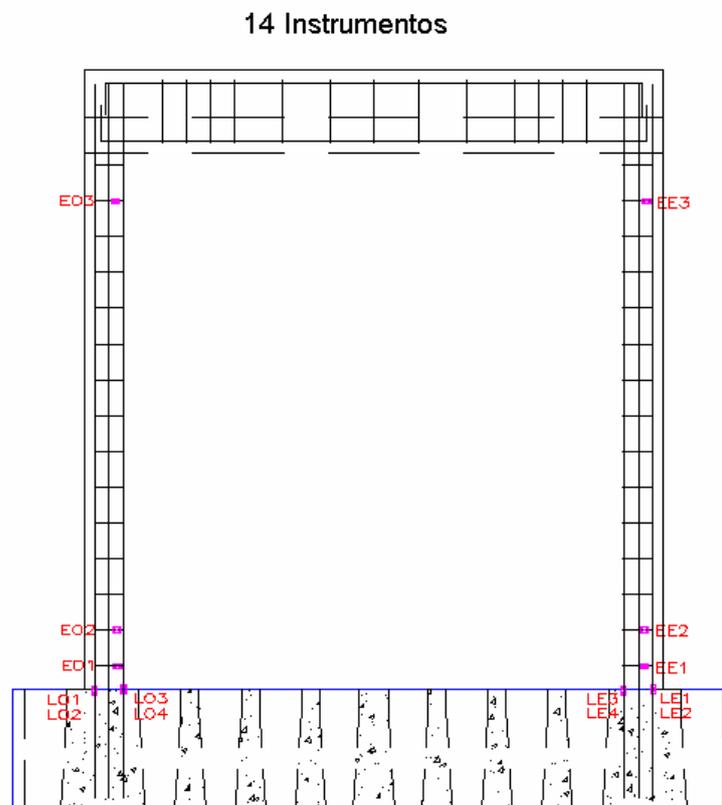
Los muros reforzados con el 100% de la cuantía mínima presentaron los factores de seguridad más pequeños, de 1.2.

## 2.4 INSTRUMENTACIÓN

Con objeto de entender el comportamiento de los muros, se realizaron mediciones con instrumentos colocados ya sea embebidos en el concreto (instrumentación interna) o directamente sobre el muro (instrumentación externa). Se utilizaron sensores de carga, desplazamiento y deformación. En cuanto a las celdas de carga, se colocaron en los gatos de carga lateral y en los tensores para aplicar la carga axial. Para la instrumentación externa se emplearon los transductores de desplazamiento colocados en puntos estratégicos. Deformímetros electrónicos adheridos a las barras de acero para la instrumentación interna. Con los datos provenientes de la instrumentación, se lograron determinar deformaciones en los muros, rotaciones, y a nivel individual, deformaciones en las barras de acero horizontal y vertical y con eso comparar los resultados con lo predicho por la teoría.

### 2.4.1 Instrumentación Interna

Como se mencionó, la instrumentación interna consistió en un arreglo de deformímetros electrónicos adheridos a las barras de acero de refuerzo tanto horizontales y verticales del alma de los muros, como de refuerzo longitudinal en los extremos de los muros y estribos de las mismas. No se instrumentaron barras de refuerzo en cimentación ni en losa. Se presentan tres configuraciones diferentes de instrumentación interna, dependiendo de las cuantías de acero de refuerzo en el alma de los muros. Se muestran para los muros bajo carga monótona las configuraciones para 0%, 50% y 100% de  $\rho_{min}$  en las figuras 2.4, 2.5 y 2.6 respectivamente. Para los muros bajo carga cíclica en las figuras 2.7 y 2.8.



**Figura 2.4. Instrumentación interna en muros con 0%  $\rho_{min}$**

34 Instrumentos

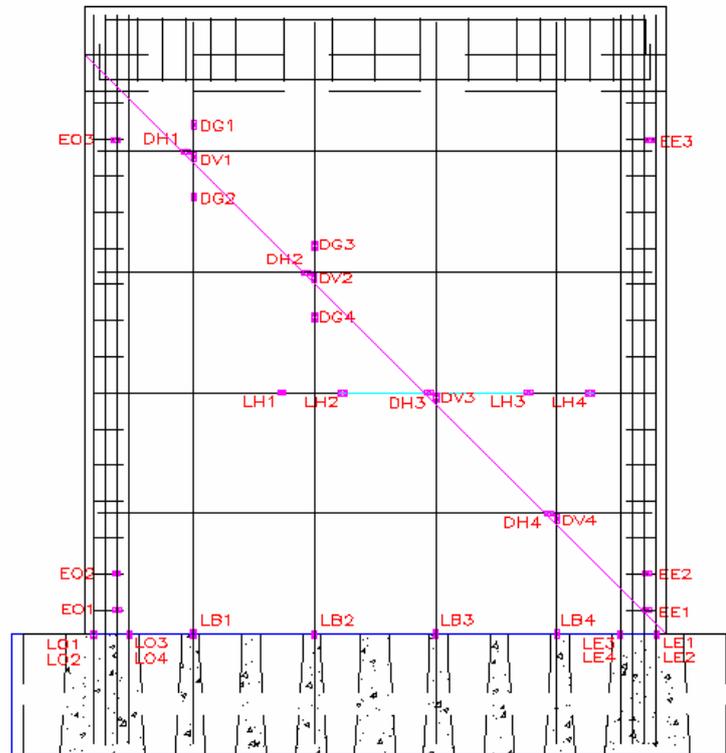


Figura 2.5. Instrumentación interna en muros con 50%  $\rho_{min}$

46 Instrumentos

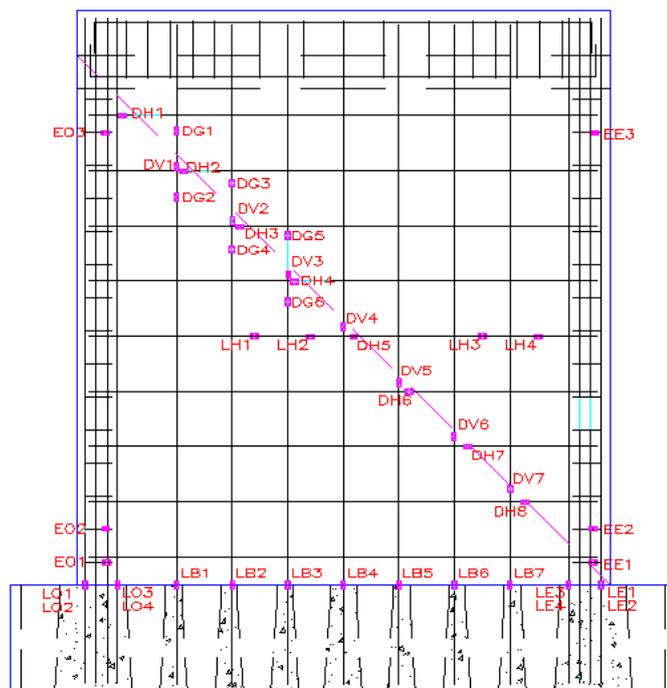
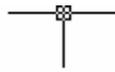


Figura 2.6. Instrumentación interna en muros con 100%  $\rho_{min}$



46 instrumentos

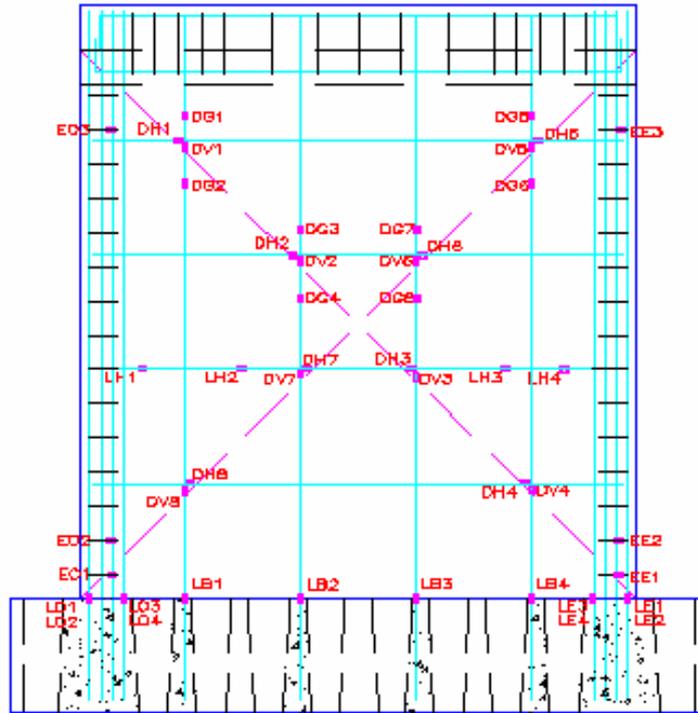


Figura 2.7. Instrumentación interna en muros con 50%  $\rho_{min}$

61 instrumentos

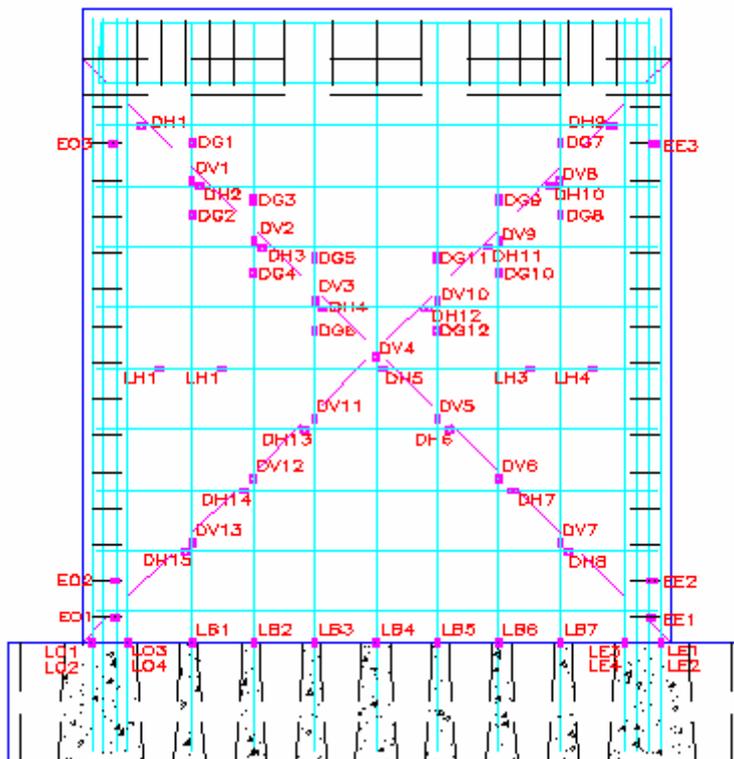
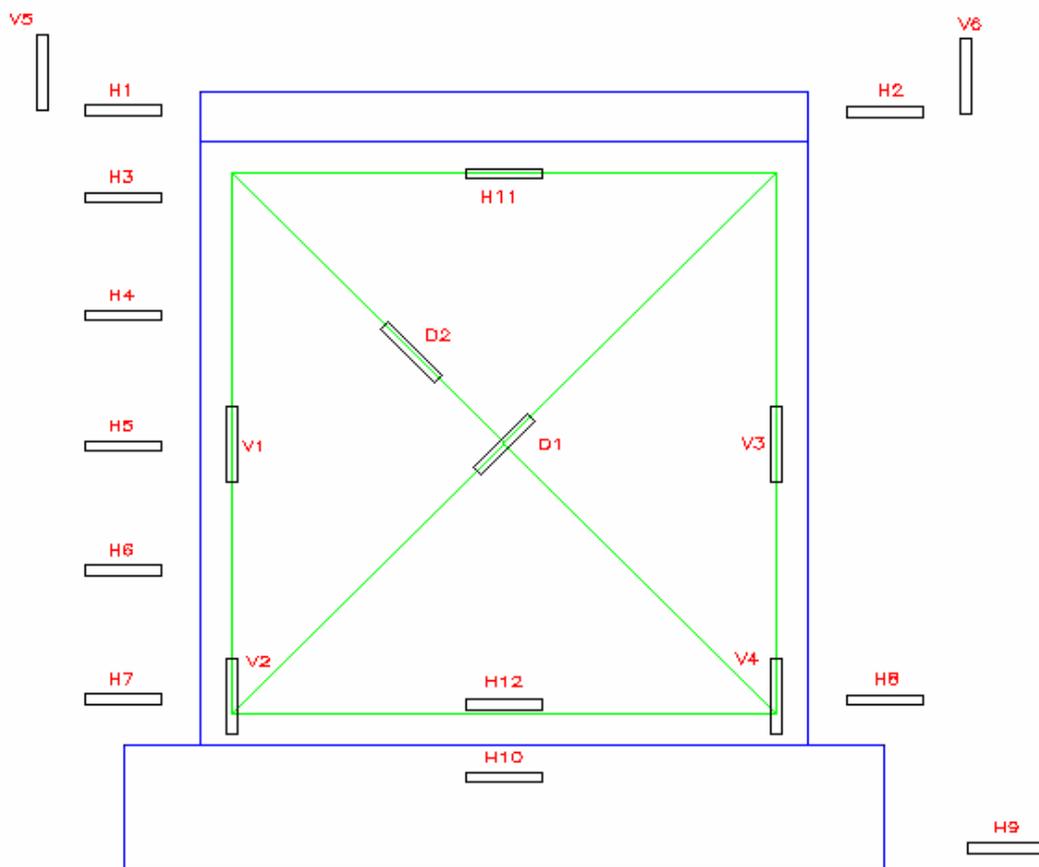


Figura 2.8. Instrumentación interna en muros con 100%  $\rho_{min}$

## 2.4.2 Instrumentación externa

Para cada muro, se utilizaron 20 transductores de desplazamiento, ocho de ellos de carátula y 12 de vástago. Los transductores de vástago del H1 al H8 midieron los desplazamientos en el muro para determinar la deformada del mismo, de igual forma el H10 y H9 midieron el desplazamiento relativo entre el muro y la cimentación y la cimentación y el suelo respectivamente. El V5 y V6 miden la rotación de la losa. Los transductores de carátula H11, H12, V1, V3, D1 y D2 midieron las deformaciones relativas de los lados y las diagonales de los muros. Finalmente el V2 y V4 sirvieron para el cálculo de las rotaciones en la base del muro. Aunque la configuración, características y número de transductores fueron las mismas en todas las pruebas (ver figura 2.9), en cada muro se midieron las distancias relativas iniciales antes cada prueba.



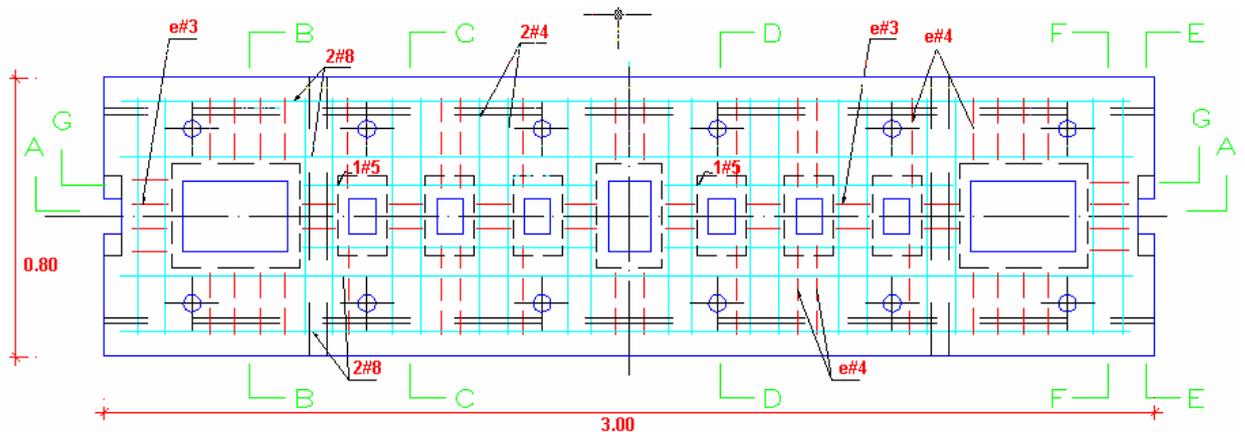
*Figura 2.9. Configuración real antes de la prueba, muro MCC0M*

## 2.5 CONSTRUCCIÓN

Los muros y cimentaciones fueron construidos en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED por un equipo de personas capacitadas para realizar ese trabajo. El proceso involucró la construcción de cimentaciones, muros y losas.

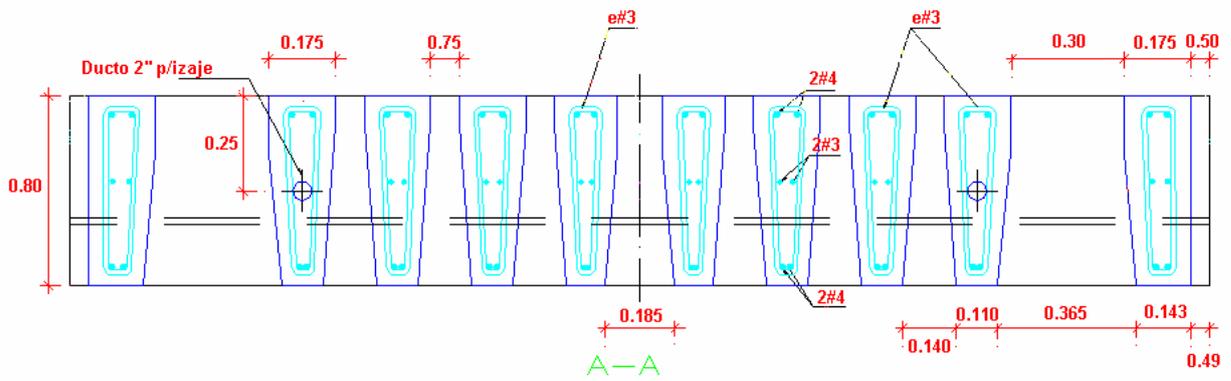
### 2.5.1 Cimentación

En las figuras 2.10 a 2.16 se presentan los detalles de construcción de la cimentación tipo, los cuales se explicarán más adelante. Las acotaciones están en metros.

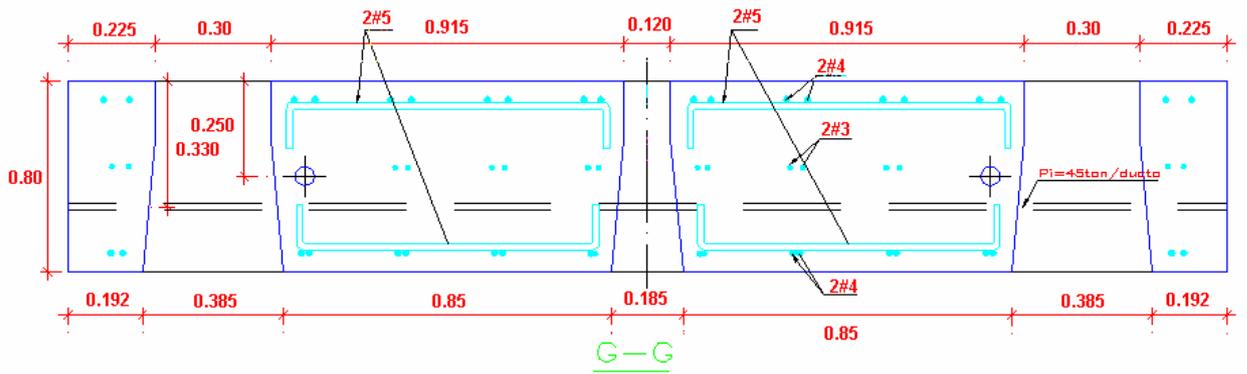


**Figura 2.10. Planta de cimentación tipo**

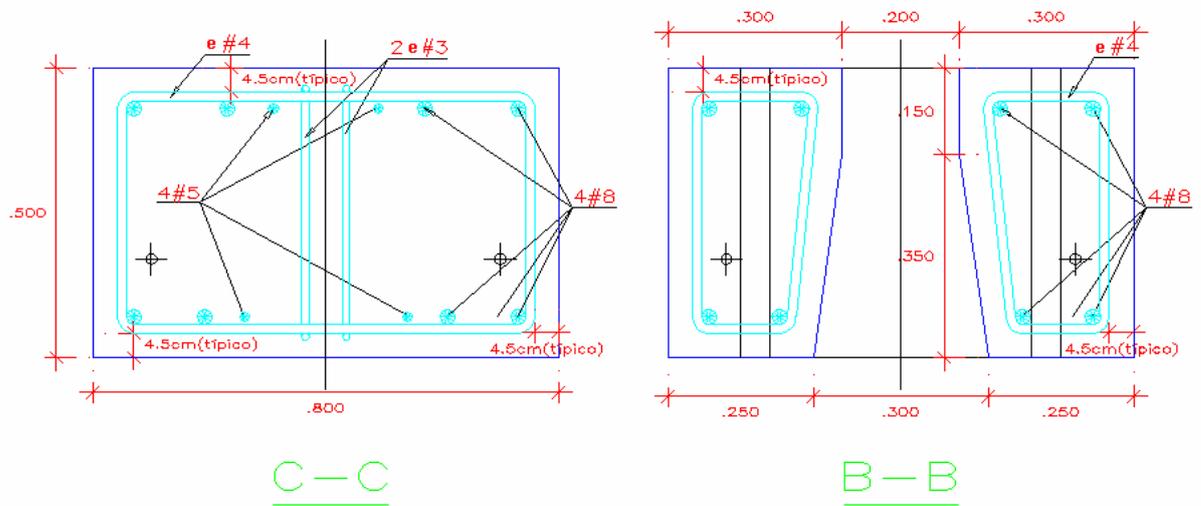
Los rectángulos con líneas punteadas que se ven dentro de la cimentación, son huecos que se dejaron al momento de colar, dejando elementos de poliestireno, para después alojar ahí el acero de refuerzo de los muros. Los círculos que se observan en las cercanías del perímetro, son huecos también, cuya función fue la de permitir el paso de barra roscadas de lado a lado para el anclaje de la cimentación a la losa del laboratorio.



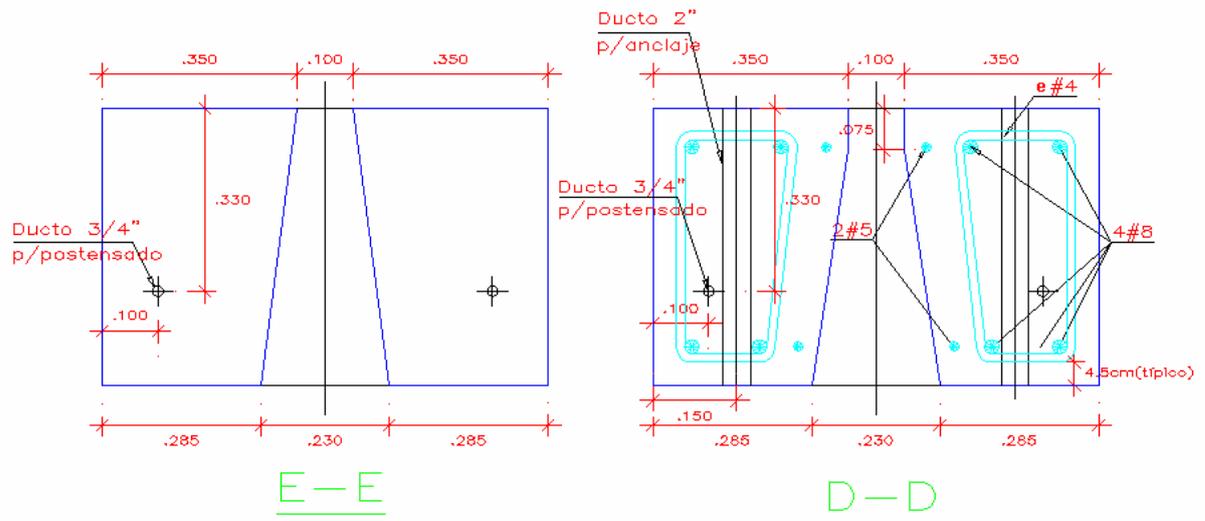
**Figura 2.11. Cimentación Corte A-A**



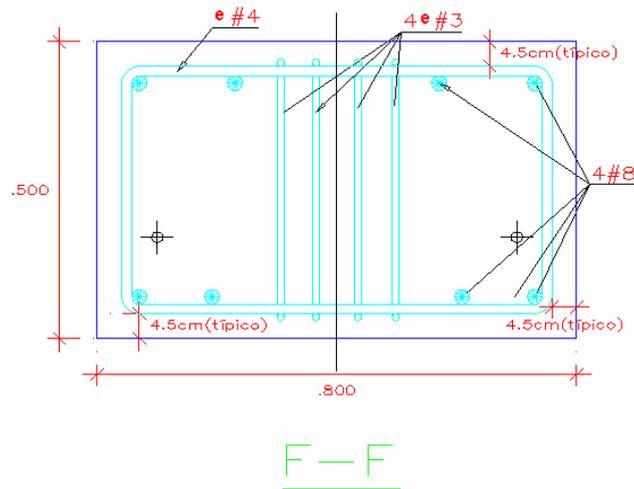
**Figura 2.12. Cimentación Corte G-G**



**Figura 2.13. Cimentación Cortes C-C y B-B**



**Figura 2.14. Cimentación Cortes E-E y D-D**



**Figura 2.15. Cimentación Corte F-F**

En el corte A-A, que se muestra en la figura 2.9 se señalan dos ductos de 2 pulg. de diámetro, los cuales se utilizaron para facilitar las maniobras de izaje y colocación. De igual manera, se observan en los cortes transversales, figuras 2.11 a 2.13, dos orificios, cuya función es darle postensar, en sentido longitudinal, la cimentación, para evitar fallas en el momento del izaje y maniobras de colocación utilizando únicamente barras corrugadas grado 60.

El primer paso fue la fabricación de la cimbra de madera, diseñándola para resistir los empujes debidos al concreto fresco. El siguiente paso fue el habilitado del acero de refuerzo de la cimentación, y la colocación en la cimbra de los tubos de PVC, y los elementos de poliestireno para lograr los huecos deseados.



**Figura 2.16. Configuración de elementos p/dejar huecos**

Después se colocó el acero de refuerzo previamente habilitado y se coló el concreto premezclado con las características y propiedades que se describieron en la sección 2.2.1.1 de este trabajo. El curado se realizó durante los primeros 7 días por medio de una membrana plástica y los siguientes 7 días por medio de aspersión de agua. En las figuras 2.17 y 2.18, se observa el proceso anteriormente descrito.



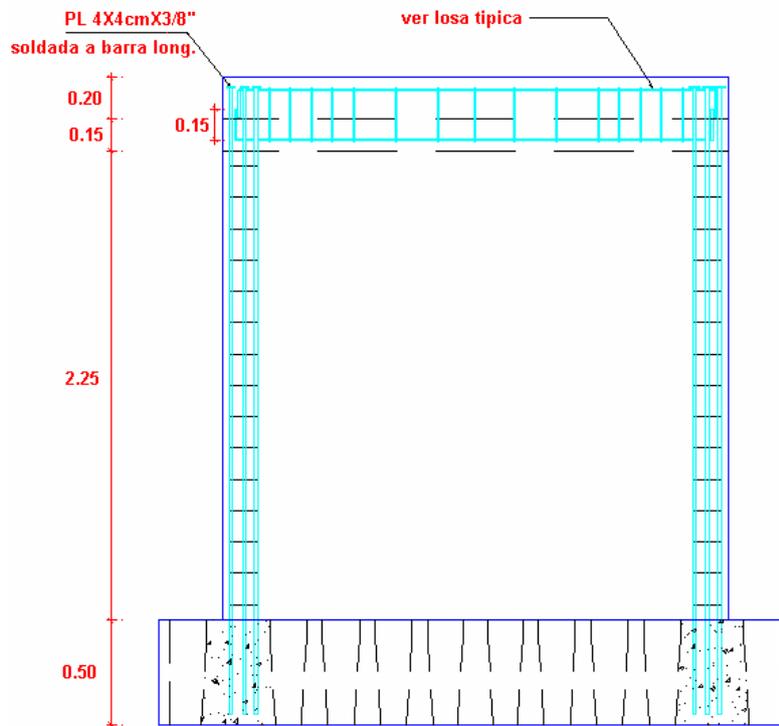
*Figura 2.17. Colocación de acero de refuerzo*



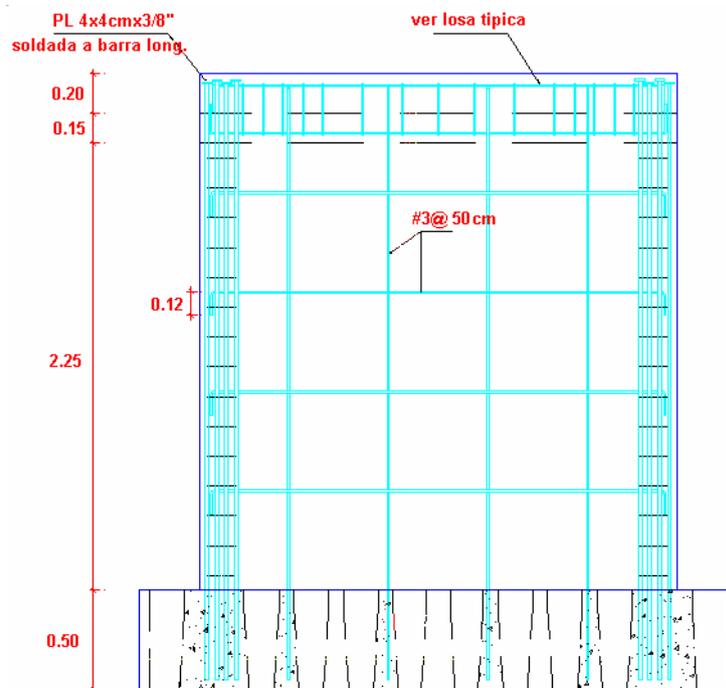
*Figura 2.18. Colado de cimentación*

## 2.5.2 Muros y losas

El armado del alma de los cinco muros ensayados se muestra en las figuras 2.19 a 2.21.



**Figura 2.19. Detalles constructivos muro MCC0M**



**Figura 2.20. Detalles constructivos muro MCC50M y MCC50C**

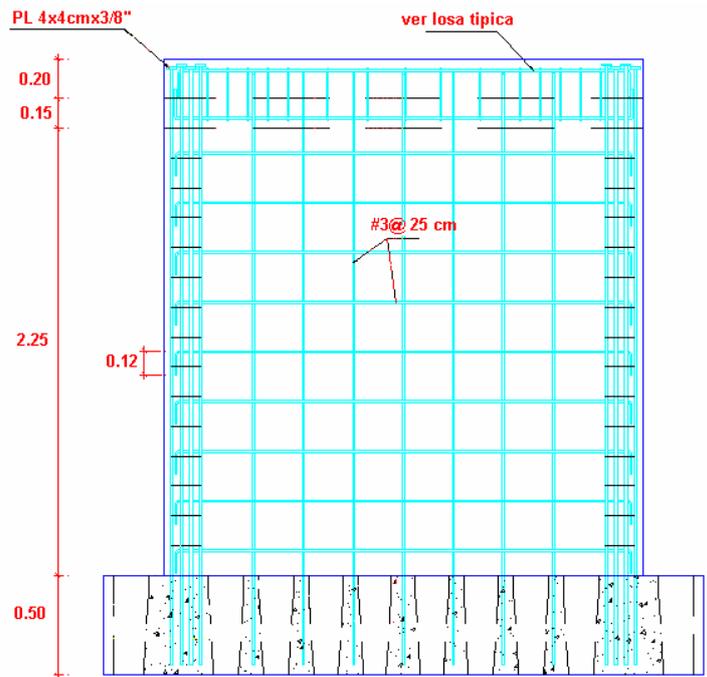


Figura 2.21. Detalles constructivos muro MCC50M y MCC50C

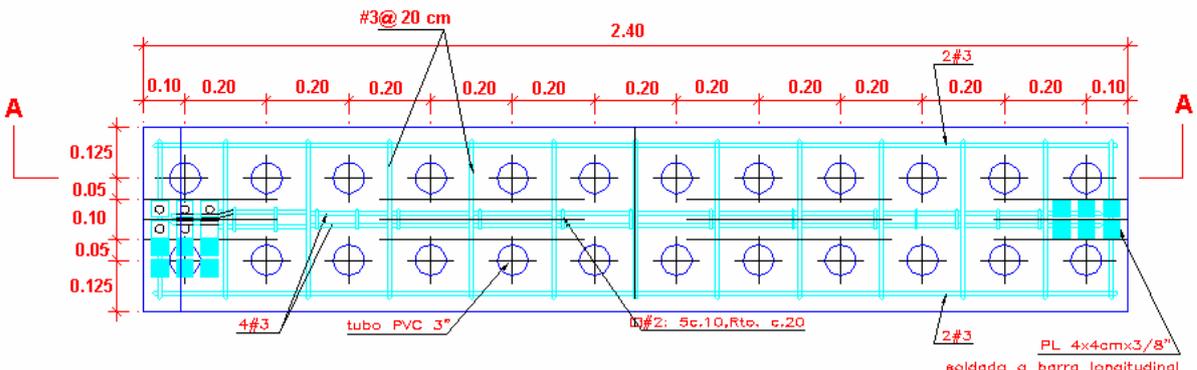


Figura 2.22. Vista en planta losa típica

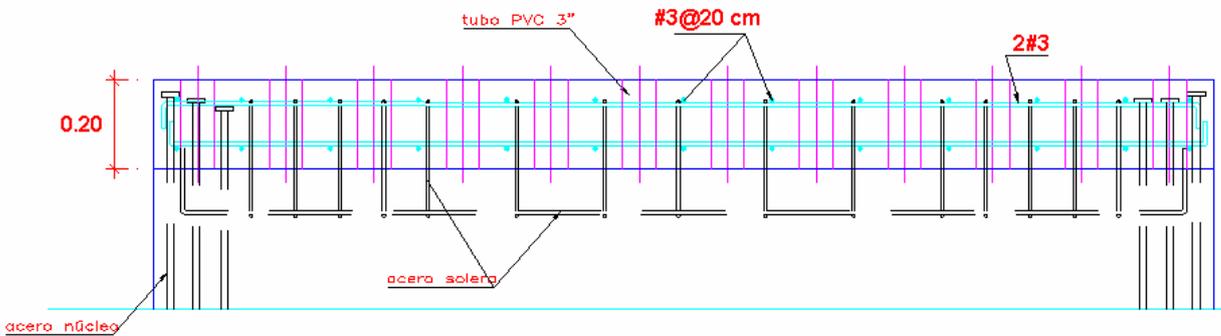


Figura 2.23. Corte A-A losa típica

Para su construcción, primero se colaron las “campanas de la cimentación” con el acero vertical de los muros. Una vez empotrado el acero de refuerzo vertical, se armó el acero de refuerzo horizontal y el de la losa dejándolo listo para la colocación de la cimbra de paneles de madera contrachapada y barnizada, diseñada también para resistir los esfuerzos provocados por el concreto fresco. La cimbra se reforzó con puntales exteriores y con tensores interiores como se puede ver en la figura 2.24.



*Figura 2.24. Muros cimbrados antes del colado*

Dadas las características del concreto utilizado para los muros, especificadas también en la sección 2.2.1.1, no se realizó un proceso de vibrado, solo se le dieron golpes a la cimbra con una maceta de hule.

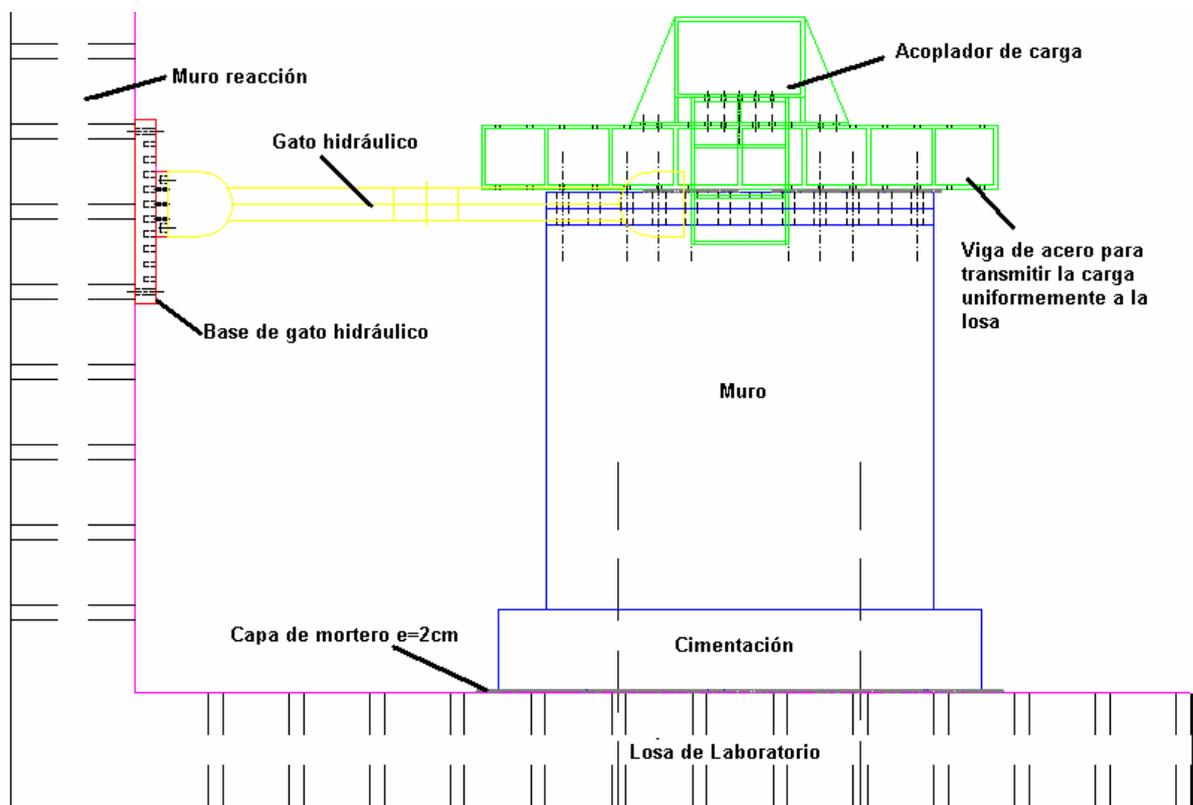


*Figura 2.25. Muros descimbrados*

Con el propósito de continuar con un procedimiento similar al empleado en la construcción de muros de vivienda en México, no se curaron los especímenes.

## 2.6 DISPOSITIVO DE CARGA

Tres de los muros se ensayaron bajo carga horizontal monótona creciente y los dos muros restantes bajo carga cíclica reversible. La carga horizontal fue aplicada mediante dos gatos hidráulicos de 491 kN ( $50 t_f$ ) de capacidad distribuida por medio de un marco de carga cuya configuración se muestra en la figura 2.23. En cuanto a la carga vertical, se utilizó un sistema de cables ajustables y celdas de carga para obtener el valor deseado. Para las pruebas monótonas, se inició aplicando incrementos de carga de 9.8 kN ( $1 t_f$ ) hasta alcanzar una distorsión de 1% (control por carga) y después se realizó un control por desplazamiento, aumentando la carga cada 5mm de desplazamiento. Se cargaron los muros en esa dirección hasta alcanzar el 80 % de la carga máxima aproximadamente y después se invirtió el sentido de la carga hasta llegar a la falla. En cuanto a las pruebas cíclicas, se utilizó la historia de carga que se presenta en la siguiente sección de este trabajo.



*Figura 2.26. Configuración del marco de pruebas*

A la viga de acero sujeta a la losa, se ancló el “acoplador de carga” en la parte superior por medio de un arreglo de tornillos trabajando a cortante y su función fue la de recibir los gatos y transmitir la carga a través de la losa al muro. Los gatos hidráulicos se apoyaron en el muro de reacción del laboratorio. La cimentación se fijó a la losa del laboratorio utilizando ocho barras de acero de alta resistencia de 32 mm de diámetro y 2 m de longitud postensadas a 491 kN ( $50 t_f$ ). Una vez armado el dispositivo de carga, el siguiente paso correspondió a la colocación de los instrumentos de medición externos y el conectado de los mismos a las computadoras para registrar los datos.

## 2.7 HISTORIA DE CARGA

Las gráficas que se muestran en las figuras 2.27 y 2.28, representan las historias de carga para cada muro. En ellas se grafican la carga lateral en toneladas contra el numero de paso, y cada lectura de todos los instrumentos es un paso.

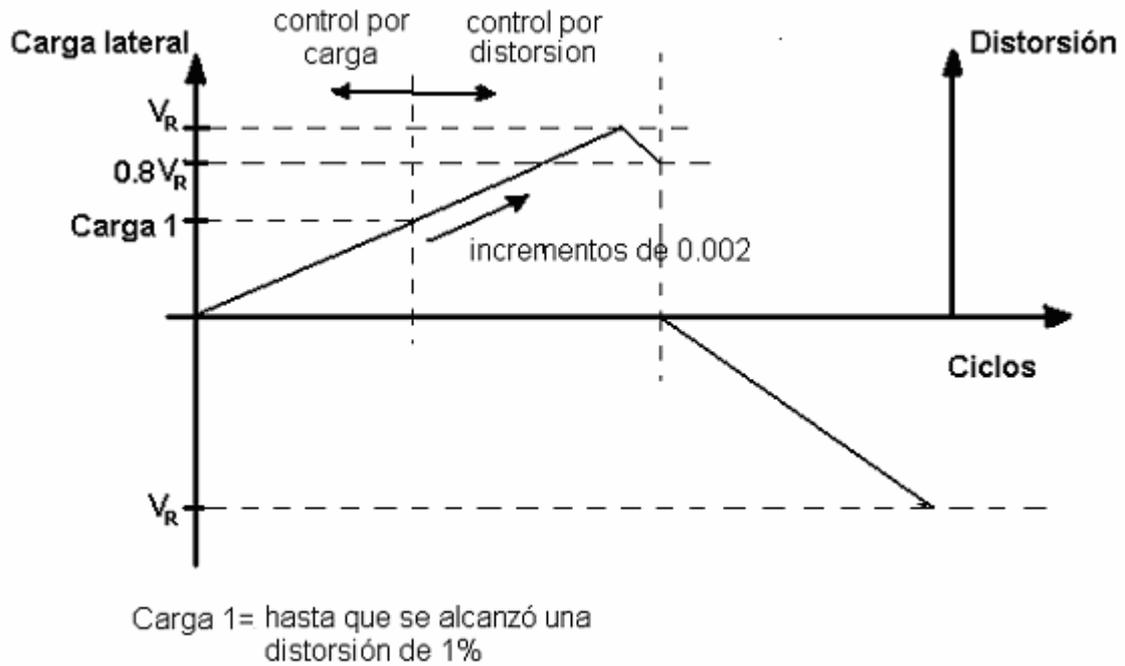


Figura 2.27. Historia de carga para ensayos monótonos

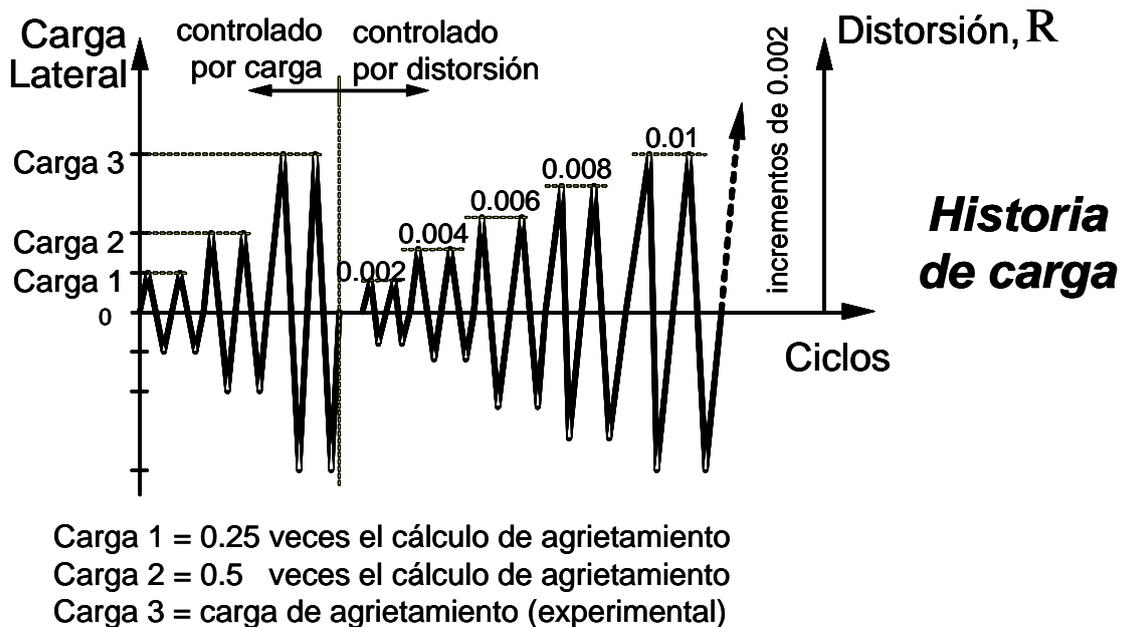


Figura 2.28. Historia de carga para ensayos cíclicos

## **2.8 CAPTURA DE DATOS**

El equipo con el cual se registraron los datos consiste en un sistema de captura de datos programable (TDS), tres cajas de interruptores de 50 canales cada una y una computadora personal. El proceso de captura: el TDS recibe la señal analógica del instrumento y la convierte en digital, después la señal digital es enviada a la computadora personal y registrada en un programa especial desarrollado en el CENAPRED que grafica y almacena el dato.

Los canales para el registro de los datos se dividieron en tres grupos, los de desplazamiento, de deformación y de carga, que corresponden a los transductores de desplazamiento, deformímetros y celdas de carga respectivamente. La captura de los datos se hace manualmente, es decir se toma la lectura cuando el usuario lo desea. Adicionalmente se van dibujando en papel las grietas que van apareciendo en los muros y se escanean posteriormente para tener el registro en archivo digital.

## CAPÍTULO 3

### COMPORTAMIENTO GENERAL

#### 3.1 INTRODUCCIÓN

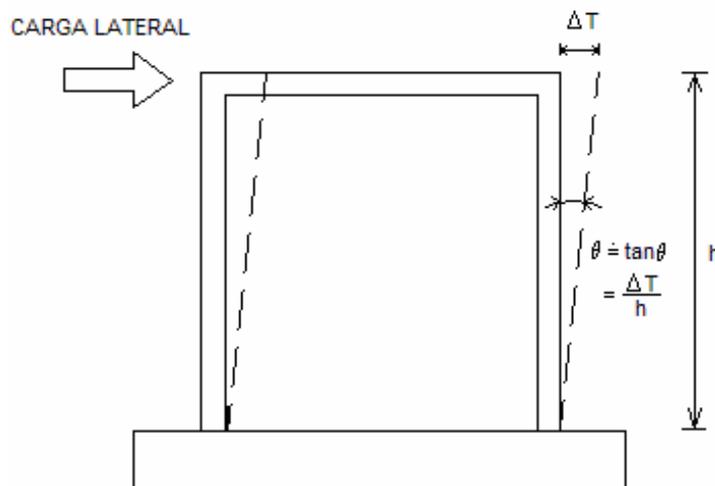
En este capítulo se presenta el comportamiento de los muros. Para ello se analizan los parámetros indicativos de su desempeño tales como el agrietamiento, la distorsión, la deformación angular, la rotación y curva histerética.

El comportamiento de los cinco muros se trata por separado, a modo de hacer una comparación entre cada uno de ellos, en función de las cantidades de acero de refuerzo en el alma. En general los muros tuvieron un comportamiento parecido a lo supuesto por la teoría y el modo de falla predominante fue el de tensión diagonal. Se observó que entre mayor sea la cantidad de acero de refuerzo horizontal, los esfuerzos se distribuyen de una manera más uniforme.

#### 3.2 DEFINICIÓN DE PARAMETROS A EVALUAR

##### 3.2.1 Distorsión y curva histerética

La distorsión es el cociente entre el desplazamiento medido al nivel de aplicación de la carga lateral y la altura a la que se aplica dicha carga. Usualmente se indica en porcentaje ya que se trata de un parámetro adimensional. La distorsión es una medida del desplazamiento lateral de la estructura que se normaliza dividiéndolo entre la altura de la misma. Como los desplazamientos laterales de las estructuras son, en general pequeños en comparación con sus dimensiones, el ángulo que se establece ante la configuración deformada y la configuración original es una aproximación de la tangente del mismo ángulo (ver figura 3.1). La distorsión (designada como R en este documento) es una medida de dicho ángulo y se calcula como el cociente entre el desplazamiento lateral y la altura del muro.



*Figura 3.1. Distorsión de un muro*

El fenómeno que presenta un sistema cuyo estado no sólo depende de las condiciones presentes sino también de las precedentes, se denomina histéresis. La curva histerética de un modelo es la representación gráfica de la relación entre la carga lateral y la deformación que provoca. En estas curvas es común expresar la deformación en términos de distorsión.

*Componentes de la distorsión*

La deformación de los muros ante carga lateral se puede atribuir a dos elementos mecánicos (el cortante y la flexión) y al deslizamiento. Como se observó en los cálculos realizados en el capítulo anterior, los muros tienen refuerzo suficiente para evitar el deslizamiento. Por lo tanto, el desplazamiento lateral total,  $\Delta_T$  se puede dividir en tres componentes como sigue:

$$\Delta_T = \Delta_F + \Delta_C + \Delta_D \quad \text{Ecuación (3.1)}$$

donde

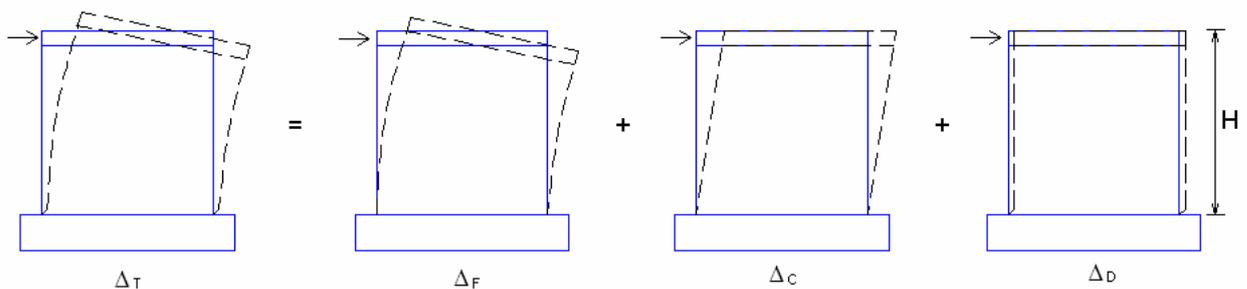
- $\Delta_F$  es el desplazamiento lateral debido flexión y
- $\Delta_C$  es el desplazamiento lateral debido a cortante
- $\Delta_D$  es el desplazamiento lateral debido al deslizamiento

De forma análoga se puede escribir:

$$R_T = R_F + \gamma + R_D \quad \text{Ecuación (3.2)}$$

donde

- $R_F$  es la contribución de la deformación por flexión a la distorsión
- $\gamma$  es la contribución de la deformación angular a la distorsión y
- $R$  es la distorsión registrada experimentalmente durante el ensaye.



**Figura 3.2. Componentes de la distorsión**

El estudio de las componentes de la deformación total permite entender mejor el modo de falla de los modelos. La disposición de la instrumentación hizo posible la determinación de estas deformaciones. Un par de transductores de desplazamiento se ubicaron a lo largo de las diagonales de cada muro. La diagonal que une la esquina inferior este con la superior oeste del muro se colocó en la cara norte. La otra diagonal se ubicó en la cara posterior (sur) empleando un sistema cilindro pistón.

El primer miembro de la ecuación se determinó a través de la medición directa durante el ensaye. Los dos primeros términos del segundo miembro se desconocían y el

tercer término del segundo miembro determinó también mediante lectura directa durante el ensaye. En general, se procedió calculando la deformación angular asociada a la deformación por corte y despejando para obtener la deformación debida a flexión

La determinación de la deformación por corte para estructuras sujetas a cargas laterales ha sido estudiada por diferentes autores. Entre los acercamientos existentes a la solución del problema anterior destacan la suma directa de deformaciones (resistencia de materiales) y las propuestas de Hiraishi (1984), de Inada (1993) y de Seible e Igarashi (1991). En publicaciones en que se han calculado las deformaciones por corte mediante los cuatro procedimientos, se ha encontrado que los métodos de Seible e Igarashi y de suma directa de deformaciones son los que proporcionan los resultados más razonables.

### 3.2.2 Deformación angular

Como se mencionó en la sección anterior, la distorsión se calcula como la suma de dos componentes, una debida a la deformación por flexión y otra debida a la deformación angular.

#### *Cálculo de deformaciones angulares por resistencia de materiales*

Este método se aplica con facilidad, y por ello es el más frecuente. Sin embargo, su precisión se reduce al aumentar la relación de aspecto de los muros. En el caso de muros con relación de aspecto igual a 1 como los ensayados, se obtienen muy buenas estimaciones de la deformación angular, siempre que no se tome en cuenta el ángulo  $\theta$ , es decir para distorsiones pequeñas. Así,

$$\gamma = |\delta_1| \frac{L_1}{2Lh} + |\delta_2| \frac{L_2}{2Lh} \quad \text{Ecuación (3.3)}$$

$\gamma$  es la deformación angular del muro

$|\delta_1|$  es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal anterior en valor absoluto

$|\delta_2|$  es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal posterior en valor absoluto

$L_1$  es la longitud inicial de la diagonal anterior

$L_2$  es la longitud inicial de la diagonal posterior

$L$  es la longitud del muro

$h$  es la altura del muro.

Pero para muros cuadrados:

$$\gamma = |\varepsilon_1| + |\varepsilon_2| \quad \text{Ecuación (3.4)}$$

donde:

$$\varepsilon_1 = \frac{\delta_1}{L_1}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\delta_2}{L_2}$$

Este método tiene la desventaja de proporcionar la deformación angular siempre con signo positivo. Una vez calculada la deformación angular se deben hacer cambios de signo en los ciclos negativos para que exista congruencia con la aplicación de la carga.

### *Cálculo de deformaciones angulares por el método de Seible e Igarashi*

El método que proponen Seible e Igarashi no sólo permite el cálculo de las deformaciones por corte sino que también logra determinar otros modos de deformación; rotaciones ( $\Delta\theta_x$  y  $\Delta\theta_y$ ); deformaciones axiales ( $\Delta x$  y  $\Delta y$ ). Éste método se basa en la suposición de distintos modos de deformación lineal para el tablero y en su descomposición en una combinación de cinco formas posibles. Estas formas son: la deformación angular pura, rotaciones en sentido vertical y horizontal, y deformaciones lineales horizontales y verticales.

Los cinco valores de deformación se pueden obtener a partir de ocho desplazamientos nodales por medio de una matriz de transformación cuyos elementos están formados por combinaciones de las propiedades geométricas del muro (altura y longitud).

Como el registro directo de los desplazamientos nodales es difícil, éste método propone una forma analítica para obtenerlos a partir de los desplazamientos relativos entre nodos.

En la ecuación (3.5) y en la figura 3.3, se observa tanto el arreglo matricial para determinar las deformaciones angulares como el esquema donde se representan los términos del arreglo matricial.

$$\begin{Bmatrix} \gamma \\ \Delta \mathcal{G}_x \\ \Delta \mathcal{G}_y \\ \Delta x \\ \Delta y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -1 & 1 & -1 & -1 & 1 & 1 & 1 \\ \frac{2H}{1} & -2D & \frac{2H}{1} & -2D & -\frac{2H}{1} & 2D & \frac{2H}{1} & 2D \\ H & 0 & H & 0 & H & 0 & H & 0 \\ 0 & -\frac{1}{D} & 0 & \frac{1}{D} & 0 & -\frac{1}{D} & 0 & \frac{1}{D} \\ -\frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & \frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{1x} \\ u_{1y} \\ u_{2x} \\ u_{2y} \\ u_{3x} \\ u_{3y} \\ u_{4x} \\ u_{4y} \end{Bmatrix}$$

Ecuación (3.5)

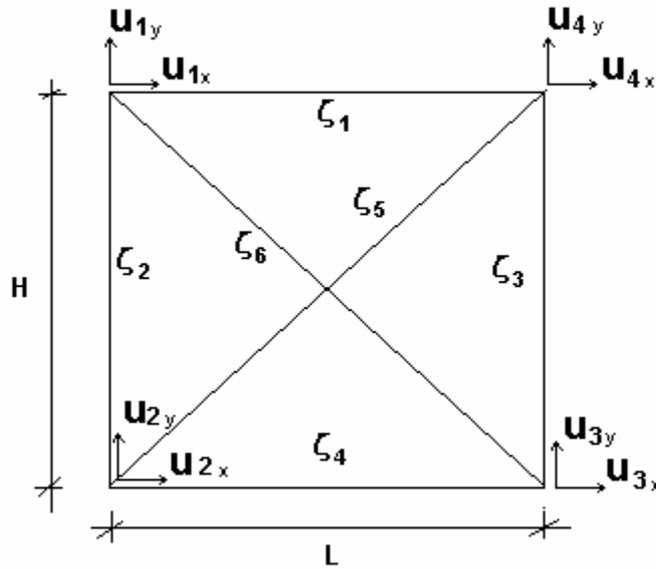


Figura 3.3. Desplazamientos relativos y nodales

Dadas las características de la prueba, los desplazamientos  $U_{2x}$ ,  $U_{2y}$  y  $U_{3y}$  se toman igual a cero y debido a la dificultad de hallar los desplazamientos  $U_{ij}$  en la práctica, se relacionan con los desplazamientos relativos por medio de la siguiente expresión:

$$\begin{Bmatrix} \zeta_1 \\ \zeta_2 \\ \zeta_3 \\ \zeta_4 \\ \zeta_5 \\ \zeta_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & \frac{D}{\sqrt{D^2 + H^2}} & \frac{H}{\sqrt{D^2 + H^2}} & 0 \\ -\frac{D}{\sqrt{D^2 + H^2}} & \frac{H}{\sqrt{D^2 + H^2}} & 0 & 0 & \frac{D}{\sqrt{D^2 + H^2}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{1x} \\ u_{2x} \\ u_{4x} \\ u_{4y} \\ u_{3x} \end{Bmatrix}$$

Ecuación (3.6)

### 3.2.3 Rotación y curvatura

La rotación en los tableros de los modelos se logró determinar a partir de las lecturas de los transductores de desplazamiento ubicados sobre el eje de los extremos de los muros donde se ubica el acero de refuerzo por flexión. Este parámetro se calculó en dos regiones en la altura de los muros (ver figura 3.4). La expresión siguiente permitió la determinación de la rotación en cada región.

$$\theta_{region_i} = \frac{l_{Ti} - l_{Ci}}{d_i} \quad \text{Ecuación (3.7)}$$

donde:

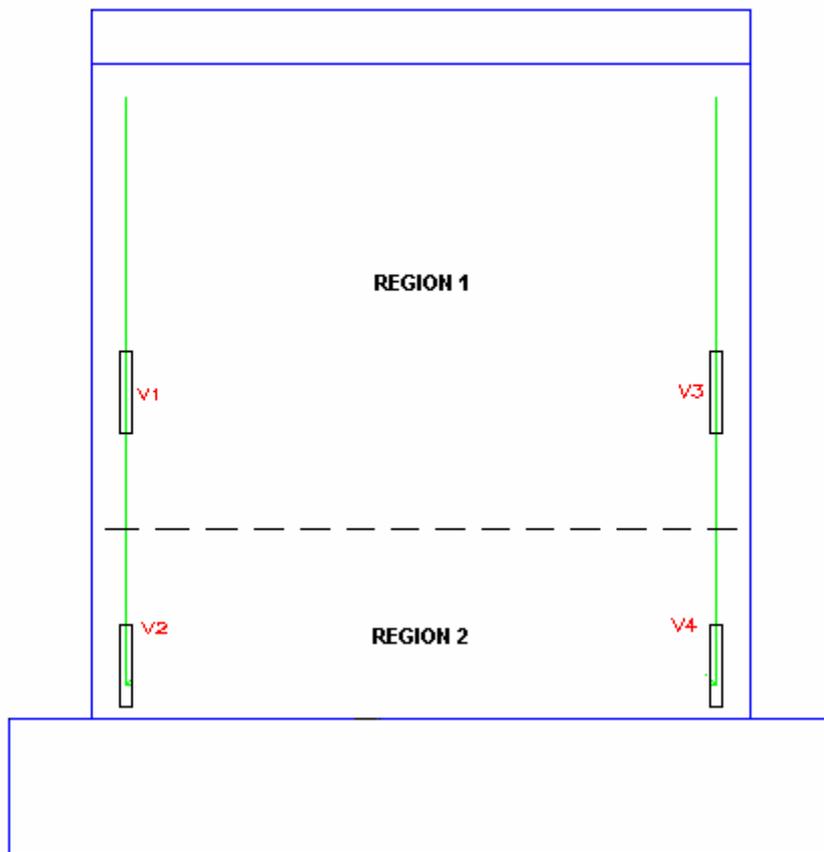
$\theta_{region_i}$  es la rotación del muro en la región i-ésima

$l_{Ti}$  es la lectura del transductor ubicado en la zona en tensión de la i-ésima región

$l_{Ci}$  es la lectura del transductor ubicado en la zona en compresión de la i-ésima región

$d_i$  es la distancia horizontal entre los apoyos de los transductores de la región i-ésima.

En las rotaciones calculadas con la expresión anterior, se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas. Las rotaciones se presentan en porcentaje para facilitar su interpretación. La curvatura en cada región del muro se calculó dividiendo la rotación correspondiente entre la altura de dicha región.



**Figura 3.4. Regiones de muro para cálculo de rotaciones y curvaturas**

### 3.3 MURO MCC0M

El muro MCC0M carecía de refuerzo en el alma tanto horizontal como vertical y fue sometido a carga monótona creciente horizontal en su plano.

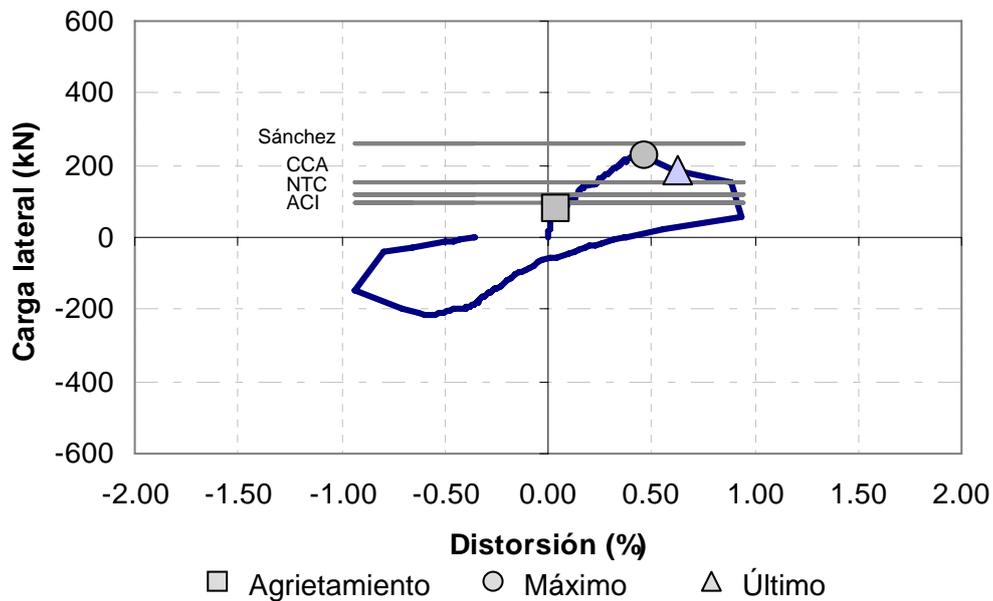
#### 3.3.1 Distorsión

En la figura 3.5 se presenta la gráfica que describe el comportamiento del muro. Se aprovecha la figura para indicar también los puntos de carga de agrietamiento y distorsión de agrietamiento, carga máxima y distorsión máxima y carga última con su respectiva distorsión última que posteriormente servirán para hacer comparaciones.

El punto de agrietamiento se distingue por que se puede apreciar en la diagonal principal del muro una grieta importante y una caída marcada en la rigidez del mismo. El punto de carga máxima, es el pico de la gráfica y el punto de carga última es definido como aquel en el que la carga disminuye aproximadamente al 80% de la carga máxima o cuando se fracture el refuerzo en la zona de tensión. Siendo los valores de los puntos críticos para el muro en estudio los que se presentan en la tabla 3.1

**Tabla 3.1. Valores críticos de carga y distorsión para el muro MCC0M**

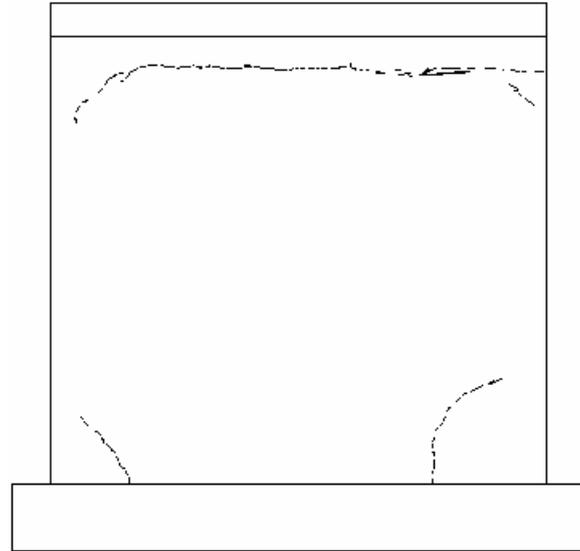
Punto Crítico	V kN	(tf)	R (%)
Agrietamiento	79	8.1	0.04
Máximo	229	23.3	0.47
Último	184	18.8	0.63



**Figura 3.5. Comportamiento global en muro MCC0M**

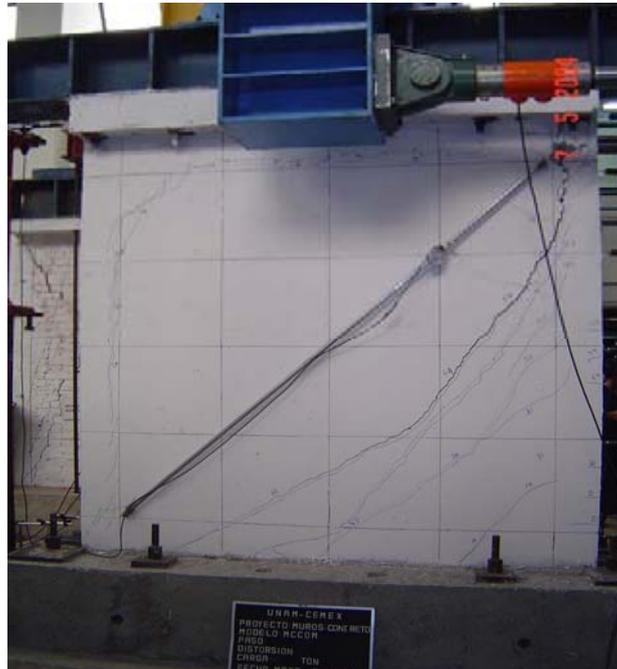
### 3.3.2 Evolución y estado final de daño

Se presentaron grietas previas al ensaye del muro debidas principalmente a contracciones por cambios volumétricos y asentamiento del concreto.



*Figura 3.6. Agrietamiento previo al ensaye*

El espesor máximo de una de las grietas que se presentaron antes del ensaye fue de 0.8 mm y se presentó en la parte inferior derecha, la cual se puede observar en la figura 3.6. El primer agrietamiento significativo en la diagonal principal se presentó cuando el muro alcanzó una distorsión de 0.04% ante una carga de 79 kN (8.1 tf).



*Figura 3.7. Agrietamiento en la diagonal principal en muro MCC0M*

La grieta alcanzó a penetrar en la parte superior de la columna en tensión no siendo así para la parte inferior de la columna en compresión. Este primer agrietamiento, se presentó acompañado de una reducción en la rigidez lateral del muro así como de una disminución notable en la resistencia del mismo.

Otro punto de interés fue el debido a un segundo agrietamiento importante en la diagonal principal que provocó una caída más en la rigidez cuando el muro alcanzó una distorsión aproximada de 0.17% y una carga de 140 kN (14.3 tf). El aplastamiento del concreto en el puntal en compresión fue moderado continuando así hasta la falla.

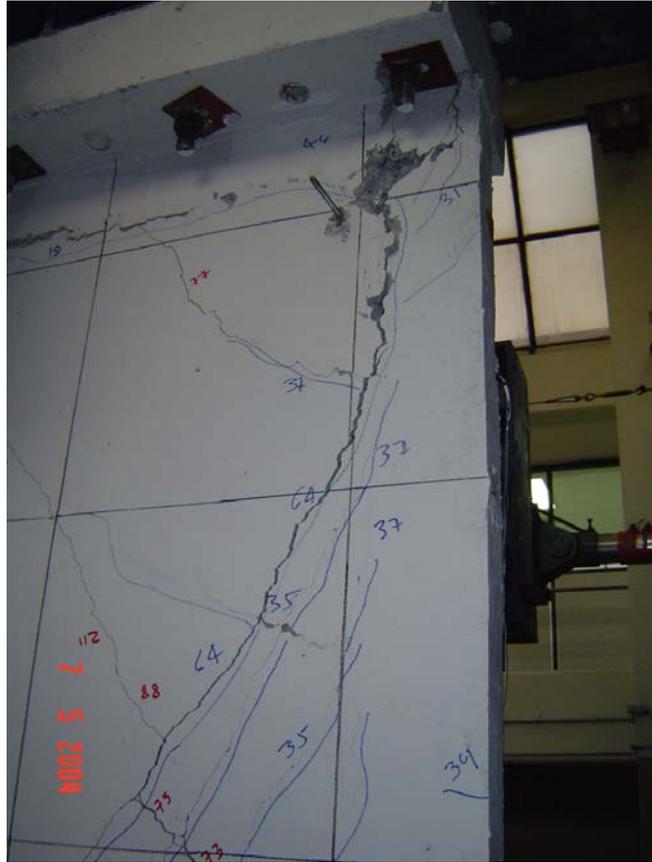


*Figura 3.8. Segunda caída importante de rigidez*

Como se mencionó anteriormente, la carga máxima se alcanzó con 229 kN (23.3 tf) a una distorsión de 0.47%. El espécimen siguió deformándose registrando una caída en la carga hasta alcanzar una distorsión de 0.94% con carga de 58 kN (5.95 tf), momento en el que se suspendió la prueba en ese sentido y se comenzó a cargar en sentido contrario.

Como se puede observar en la figura 3.9, el daño en la parte superior de la columna en tensión fue tal que debilitó uno de los apoyos del puntal. La capacidad de carga del muro se vio reducida significativamente después de este suceso.

Se consideró que el muro alcanzó el estado último cuando su capacidad de carga se redujo al 80% de la carga máxima registrada cuyos valores de carga y distorsión fueron 184 kN (18.8 tf) y 0.63%, respectivamente.



**Figura 3.9. Daño en la parte superior de la columna en tensión en muro MCC0M**

El aspecto del muro al final de la prueba se puede observar en la figura 3.10

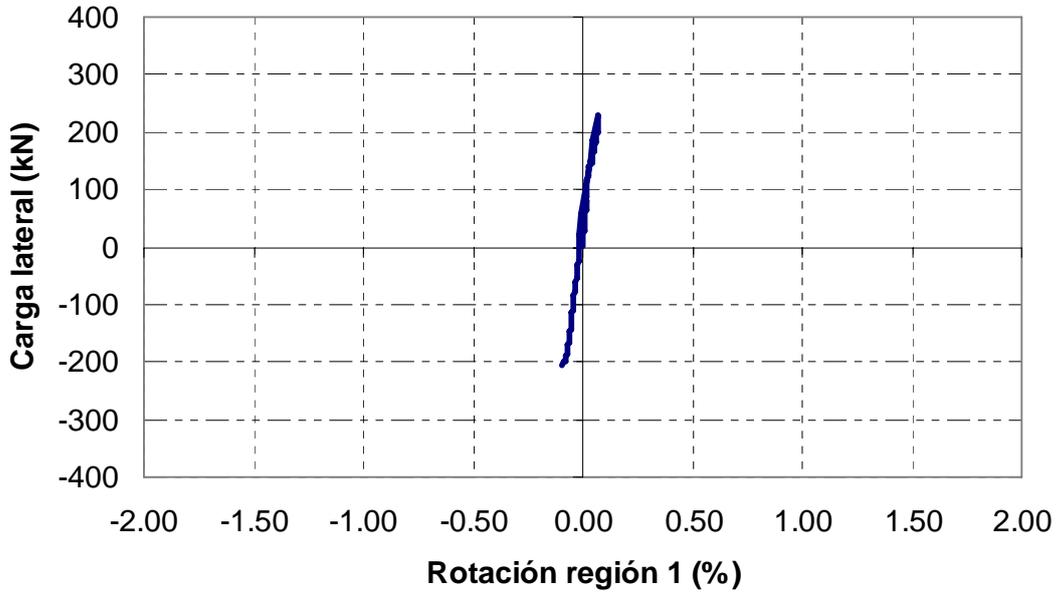


**Figura 3.10. Estado final del muro MCC0M**

Como se puede ver en la figura 3.10, las grietas no se distribuyeron de manera uniforme; hay regiones en el muro donde casi no hay agrietamiento y otras donde hay bastantes grietas, comportamiento característico en muros sin refuerzo en el alma.

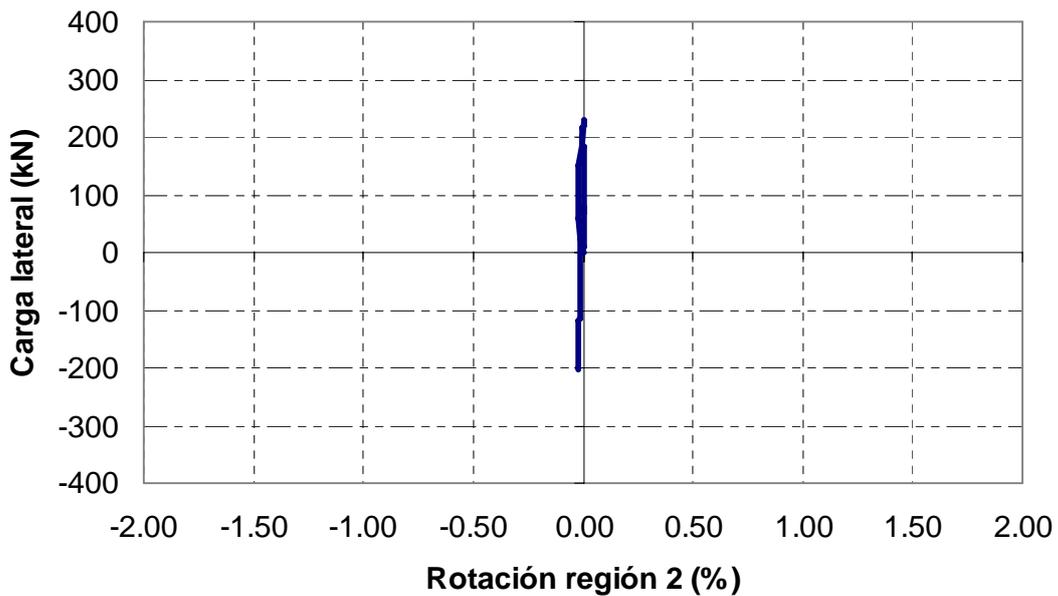
### 3.3.3 Rotación y Curvatura

Como se mencionó en el capítulo anterior, los muros se dividieron en dos regiones para obtener dos valores de rotación. En las figuras 3.11, 3.11.1, 3.12 y 3.12.1 se observa el comportamiento del muro en términos de rotación y curvatura de cada región.



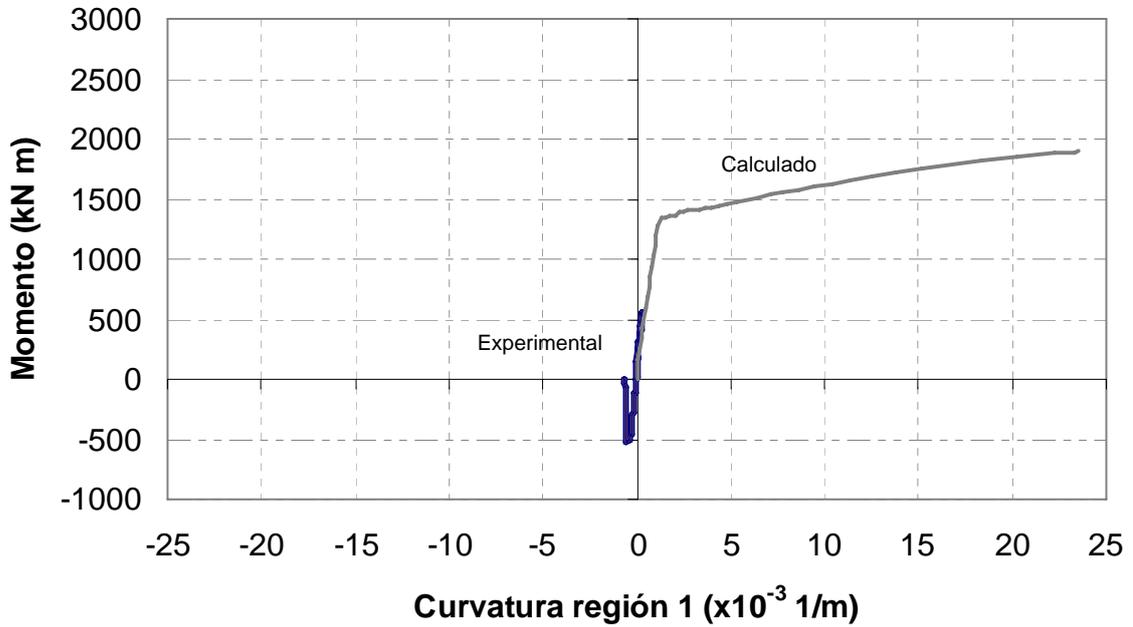
*Figura 3.11. Rotación región 1 en muro MCC0M*

De forma análoga se presenta en la figura 3.11.1. la rotación para la región 2.

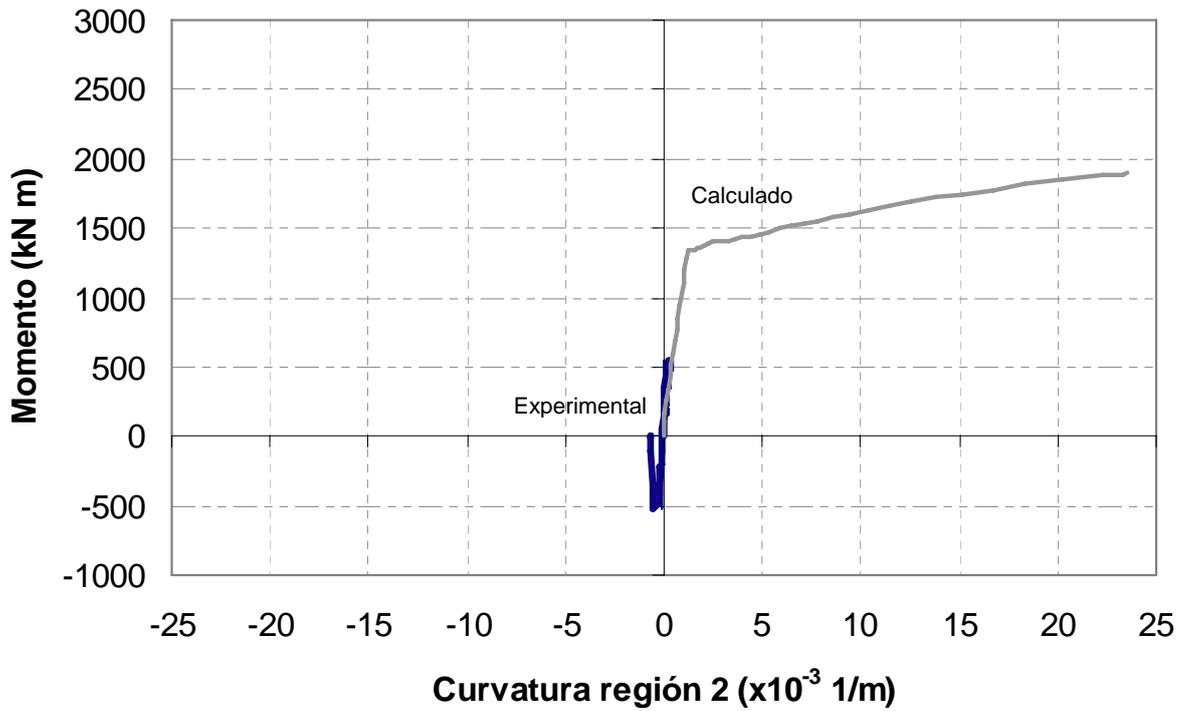


*Figura 3.11.1. Rotación región 2 en muro MCC0M*

La curvatura se obtuvo dividiendo la rotación entre la altura del muro y se calculó el momento multiplicando la carga por la altura del muro:



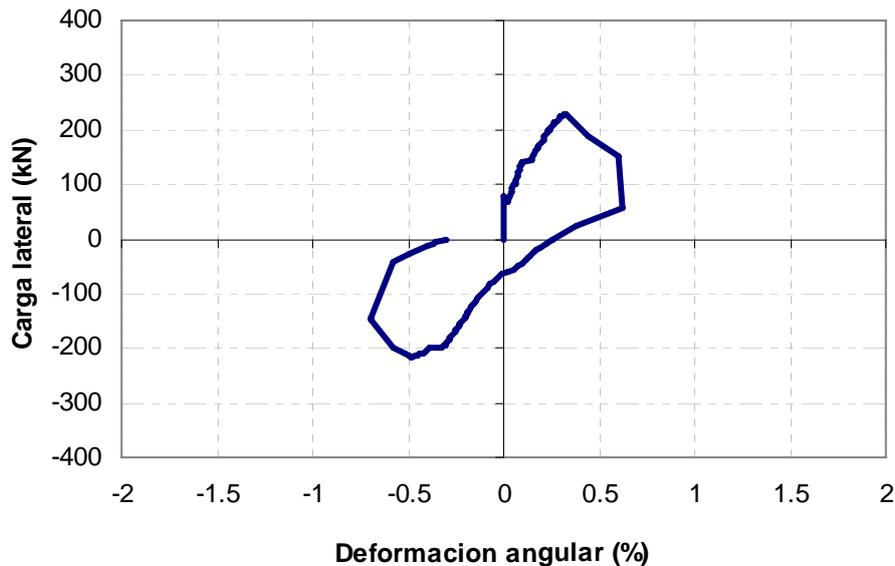
*Figura 3.12. Diagrama momento curvatura región 1 en muro MCC0M*



*Figura 3.12.1. Diagrama momento curvatura región 2 en muro MCC0M*

En las figuras anteriores se puede observar que el comportamiento de los muros en flexión es prácticamente elástico lineal. Se observa también que el valor del momento máximo alcanzado durante el ensaye está muy por debajo del valor del momento de diseño, que era de esperarse de acuerdo con los factores seguridad calculados al inicio.

### 3.3.4 Deformación angular



*Figura 3.13. Deformación angular en muro MCC0M*

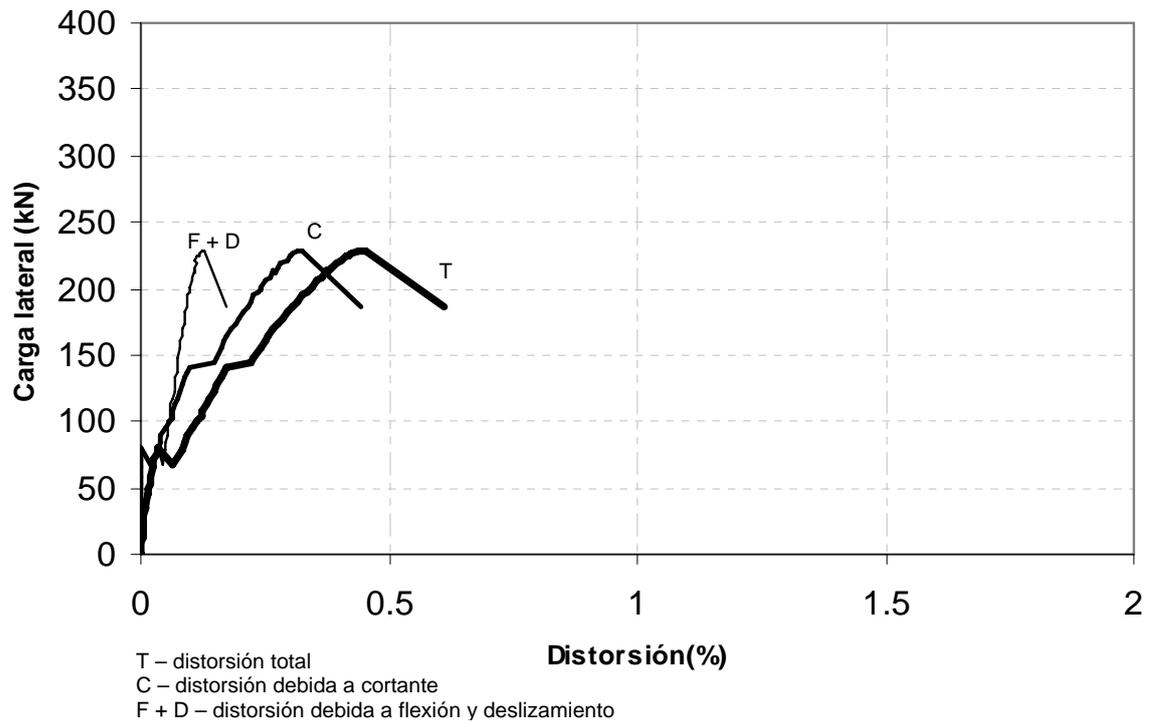
La deformación angular es prácticamente nula desde el inicio del ensaye hasta la primera carga de agrietamiento, después se incrementa lentamente hasta llegar a la segunda carga de agrietamiento a partir de la cual la tasa de variación es mayor hasta alcanzar la carga máxima.

### 3.3.5 Deslizamiento

El deslizamiento se evaluó por medio del desplazamiento relativo entre el muro y la cimentación, fue medido mediante un transductor de desplazamiento en la base del muro (H12) y el desplazamiento relativo entre la cimentación y la losa de pruebas del laboratorio también fue medido con un transductor de desplazamiento (H10).

El máximo desplazamiento registrado en el transductor H12 fue de 2.1 mm, que al ser dividido entre la altura del muro para expresarlo en términos de distorsión da como resultado 0.09%, valor que representa aproximadamente el 15% de la distorsión última.

Como una forma más de observar qué tipo de comportamiento fue el que rigió durante el ensaye del muro se compararon por medio de una gráfica las aportaciones de deformación por corte, flexión y deslizamiento a la distorsión total. En la figura 3.14 se observa una gráfica de la distorsión total y sus componentes debidas a flexión y a corte.



**Figura 3.14. Componentes de la distorsión en muro MCC0M**

De la figura 3.14 se puede comentar que al inicio de la prueba prácticamente el total de la deformación se debió a flexión y deslizamiento hasta llegar al punto de agrietamiento de la diagonal principal, a partir del cual la situación cambió de modo que el tipo de deformación que rigió fue el debido al corte, hasta llegar a la carga última.

### 3.4 MURO MCC50M

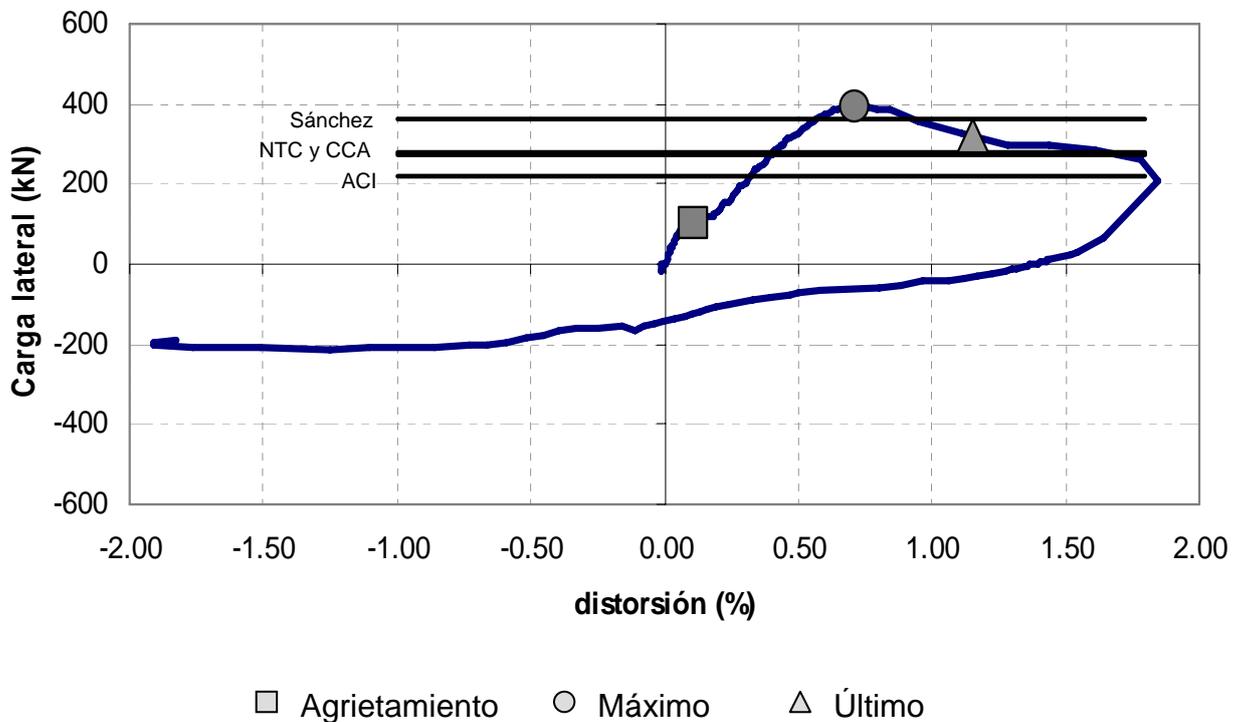
Se trata de un muro con 50% de la cuantía mínima de refuerzo que marca el reglamento, cargado en forma monótona creciente horizontal en su plano.

#### 3.4.1 Distorsión

En la tabla 3.2 y figura 3.15 se presentan los valores críticos para el muro MCC50M.

*Tabla 3.2. Valores críticos de Carga y distorsión para muro MCC50M*

Punto Crítico	V kN	(tf)	R (%)
Agrietamiento	100	10.2	0.11
Máximo	389	39.7	0.71
Último	324	33.0	1.15

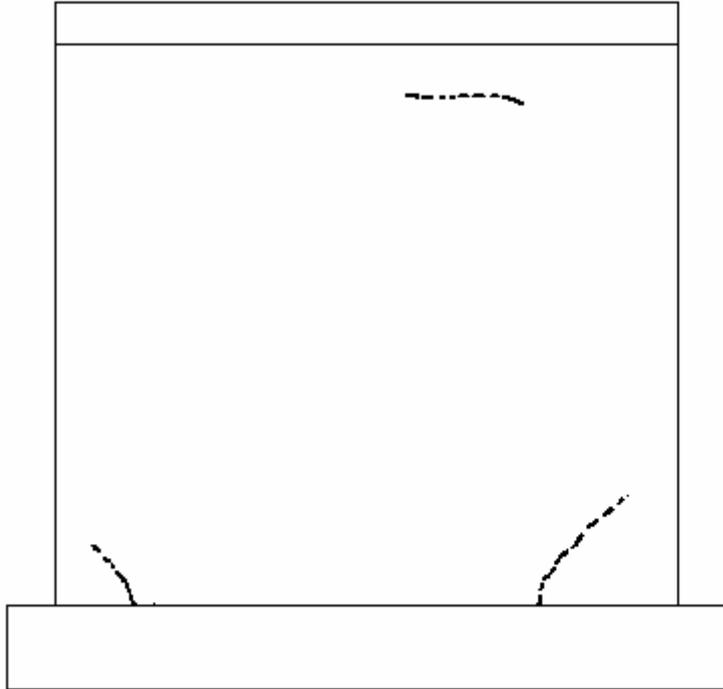


*Figura 3.15. Comportamiento global en muro MCC50M*

En la figura 3.15 se observa cómo el modelo de Sánchez está ligeramente por debajo del comportamiento real del muro.

#### 3.4.2 Evolución y estado final de daño

De manera similar al muro anterior, éste presentó algunas grietas previas al ensaye debidas también a la contracción y asentamiento del concreto, cuya configuración se muestra en la figura 3.16:



**Figura 3.16. Grietas previas al ensayo del muro MCC50M**

En la figura 3.16 se observa que el agrietamiento en la parte superior se redujo en comparación al muro con 0% de la cuantía mínima que marca el reglamento, gracias a la existencia de acero de refuerzo en el alma. En la figura 3.17 se presenta el momento en el que se alcanzó el primer agrietamiento importante en la diagonal principal.

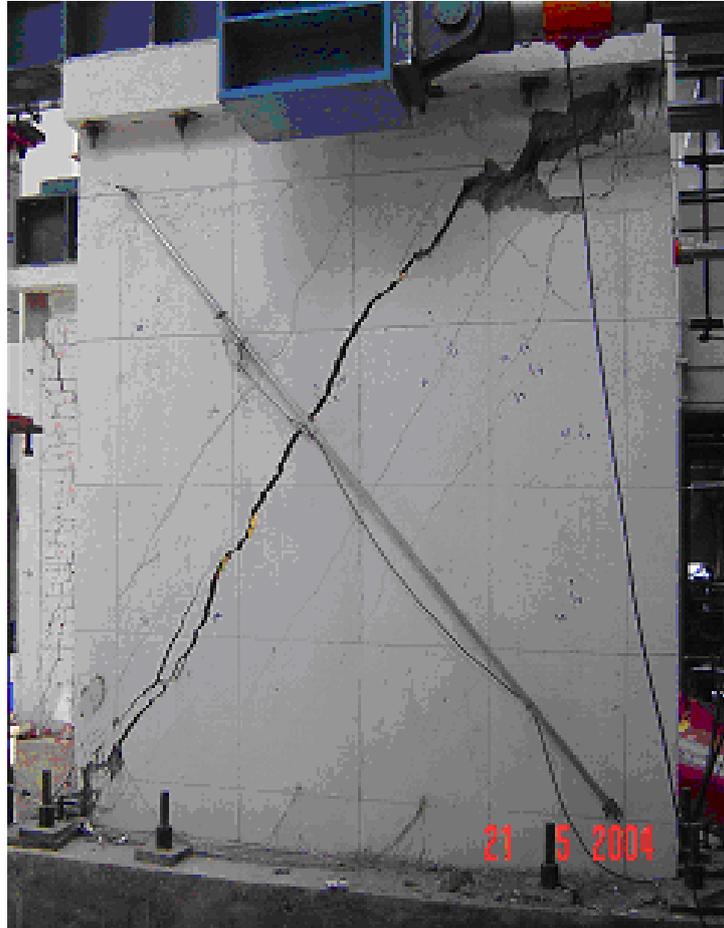


**Figura 3.17. Agrietamiento en la diagonal principal en muro MCC50M**

Este primer agrietamiento en la diagonal principal se alcanzó cuando el muro presentó una distorsión de 0.11% y una carga de 100 kN (10.2  $t_f$ ). Después de este primer agrietamiento se registró una ligera caída en la rigidez lateral del muro y no se registró reducción en la resistencia del mismo, a diferencia del muro anterior donde la reducción de la rigidez fue mayor y si existió una caída en la resistencia. Se atribuye lo

anterior a que en el muro MCC0M no hay acero de refuerzo que pueda tomar un poco de carga en el momento del agrietamiento.

El espesor de la grieta en la diagonal principal siguió creciendo hasta que se llegó al punto de carga máxima de 389 kN (39.7 tf) a una distorsión de 0.71%.



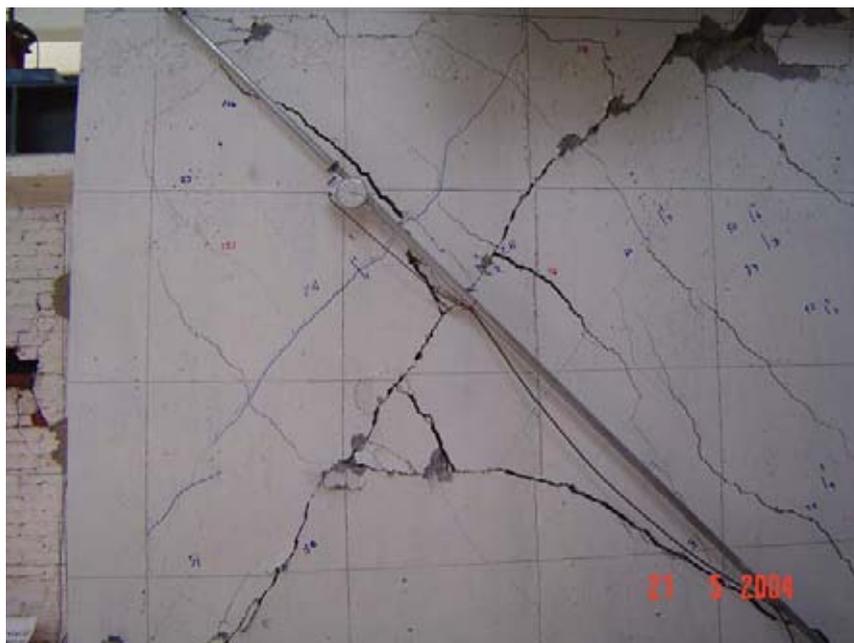
**Figura 3.18. Agrietamiento al momento en el que se llegó a la carga máxima**

En la figura 3.18, se observa que el agrietamiento de la diagonal principal penetró la parte inferior de la columna en compresión y en la parte superior de la columna en tensión se presentó daño considerable del concreto pero la grieta sólo llegó hasta la interfase alma – columna.

El espécimen siguió deformándose, registrando una caída gradual en la resistencia ante carga lateral hasta llegar a una distorsión de 1.8% con una carga de 260 kN (26.5 tf), momento a partir del cual se comenzó a ensayar en el otro sentido el espécimen.

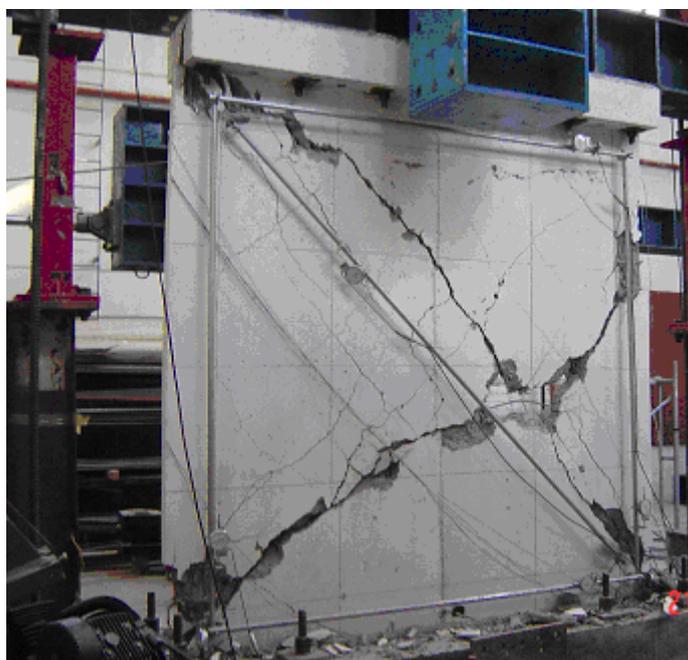
Como ya se mencionó, en este trabajo se consideró el punto de carga última como aquel cuyo valor fuera igual al 80% de la carga máxima. Para este muro se tuvo el valor de 324 kN (33.0 tf) con una distorsión de 1.15%.

En la figura 3.19 se observa el agrietamiento de la diagonal principal en el otro sentido.



***Figura 3.19. Agrietamiento en la diagonal principal en el otro sentido***

El estado final del muro se presenta en la figura 3.20. Se puede observar que en la región media del muro existe gran daño, justo en la intersección de las diagonales principales debido a la gran acumulación de esfuerzos de tensión en la zona.

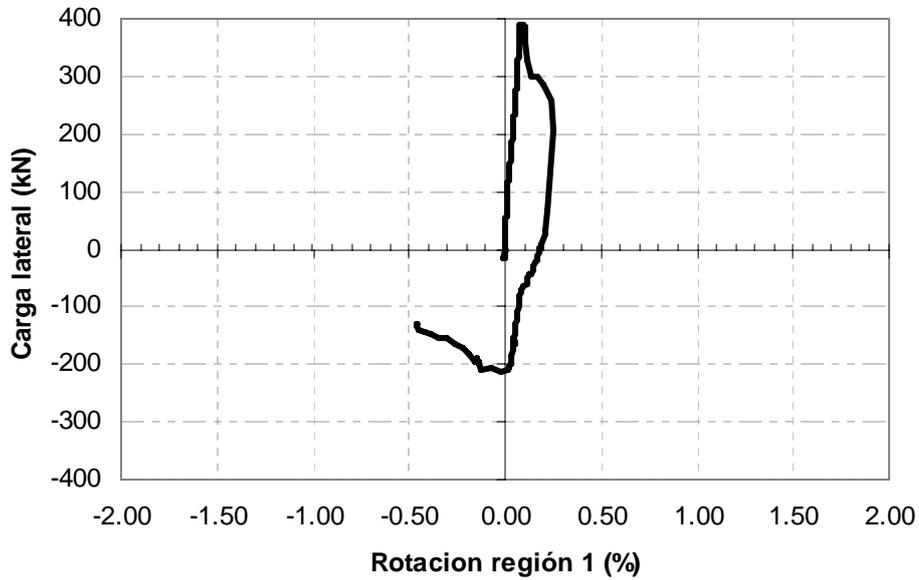


***Figura 3.20. Aspecto del muro MCC50M al finalizar la prueba***

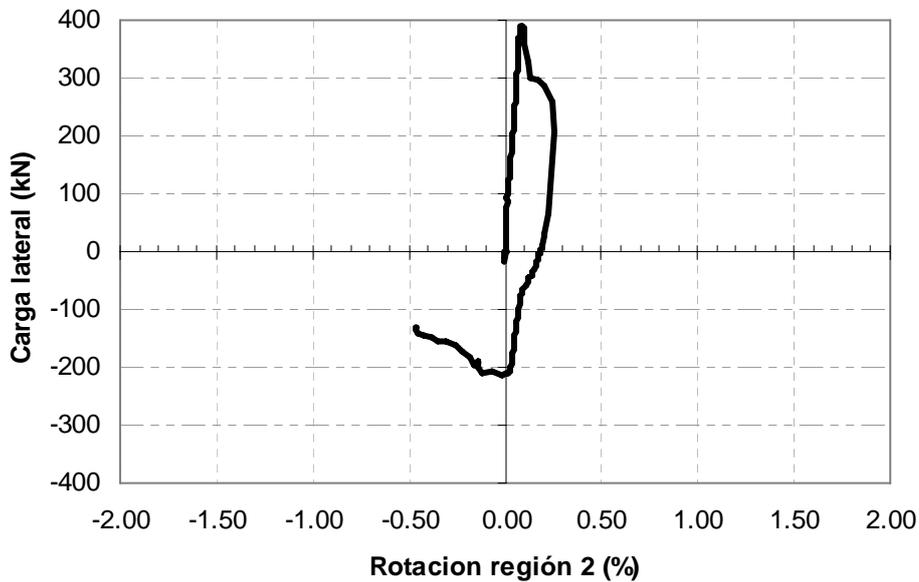
Se observa también en las esquinas inferiores, que corresponden a las regiones en compresión, un alto nivel de daño, provocando también el desconchamiento del concreto en la zona.

### 3.4.3 Rotación y Curvatura

De manera similar que para el muro sin refuerzo en el alma, y como se muestra en las figuras 3.21, 3.21.1, 3.22 y 3.22.1, no se observan cambios bruscos de pendiente en las gráficas lo cual habla de un comportamiento elástico lineal.



*Figura 3.21. Rotación región 1 en muro MCC50M*



*Figura 3.21.1. Rotación región 2 en muro MCC50M*

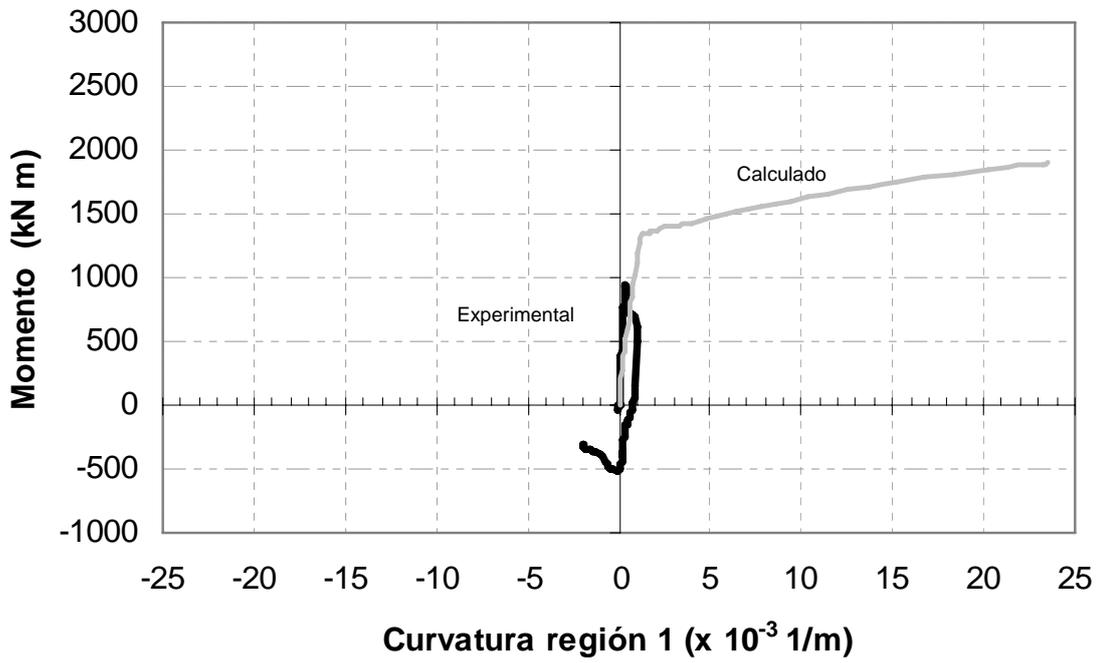


Figura 3.22. Diagrama momento - curvatura región 1 en muro MCC50M

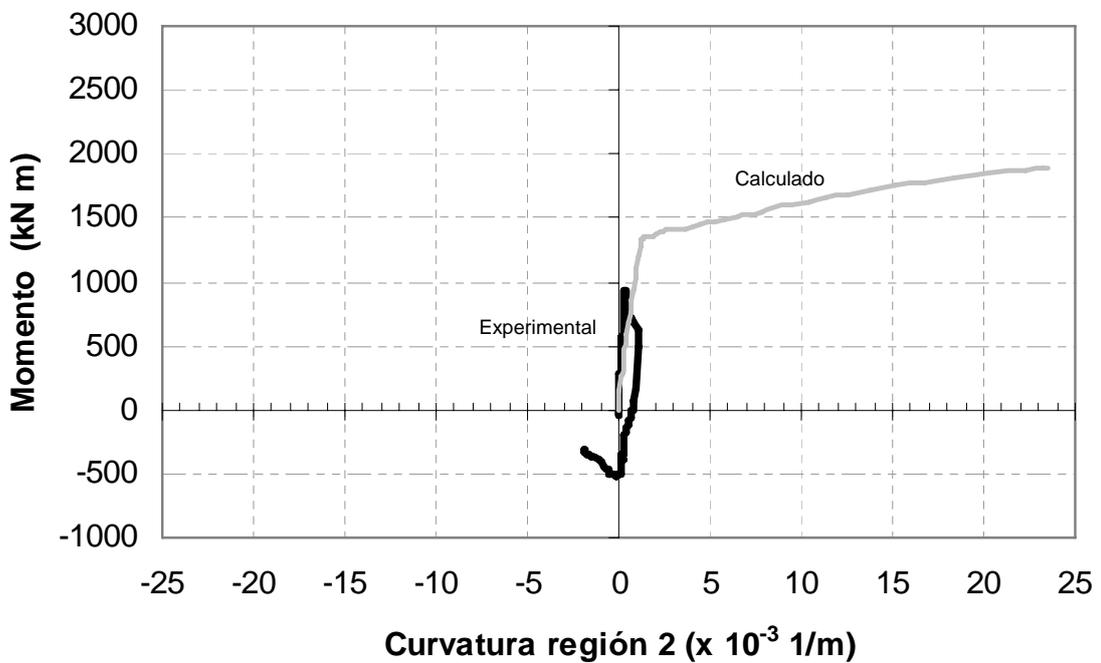
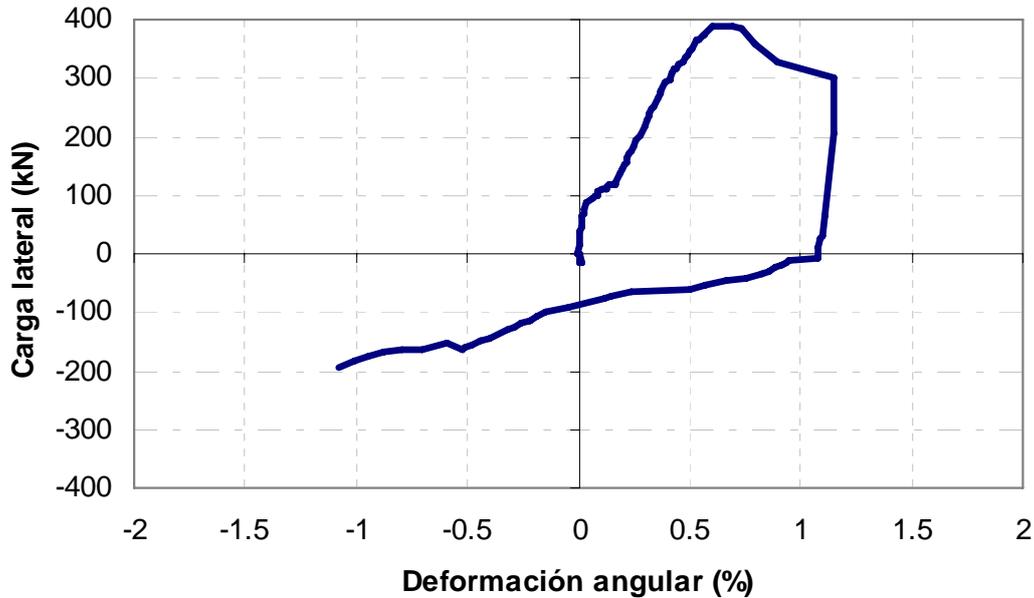


Figura 3.22.1. Diagrama momento - curvatura región 2 en muro MCC50M

Al superponer el diagrama momento – curvatura calculado con el experimental, podemos ver con mayor claridad cómo el comportamiento del muro se encuentra en la parte elástica en lo que se refiere a flexión.

### 3.4.4 Deformación angular



*Figura 3.23. Deformación angular en muro MCC50M*

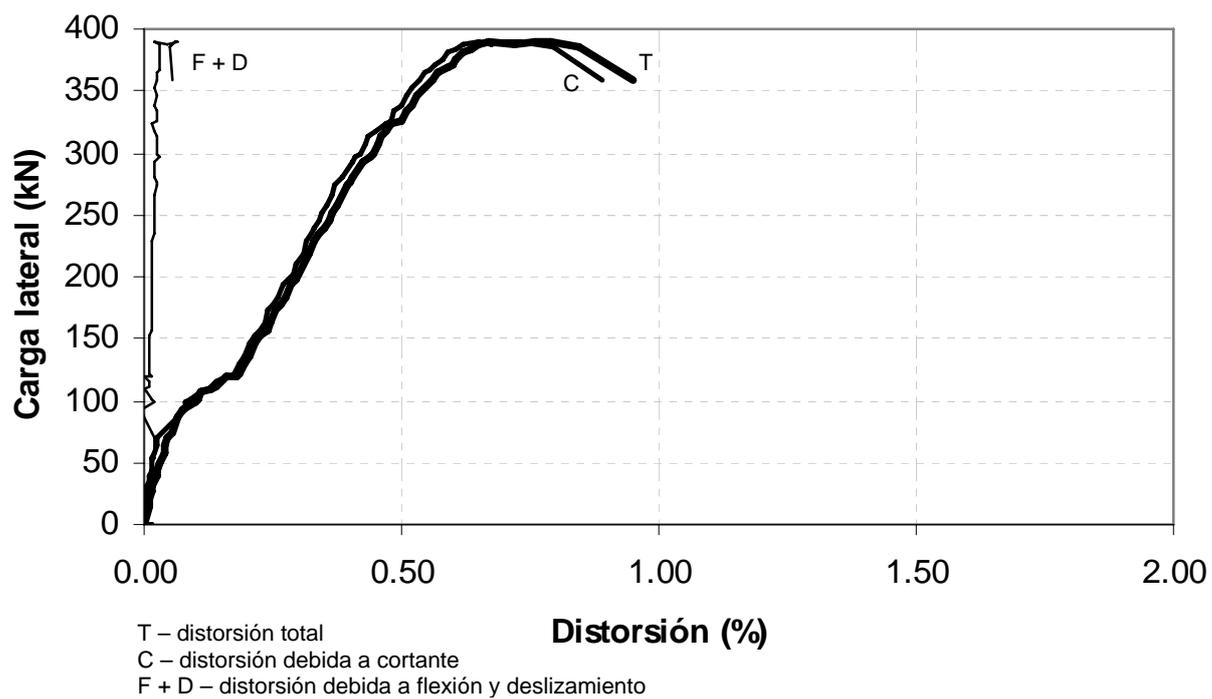
Del principio de la prueba hasta cuando se formó el primer agrietamiento en la diagonal principal la deformación angular fue prácticamente cero. Casi instantáneamente después se registró un incremento, después continuó con una tasa de variación casi constante hasta que alcanzó la carga máxima.

### 3.4.5 Deslizamiento

El deslizamiento en este muro fue también pequeño, con un valor máximo de 2.2 mm, representando una distorsión de 0.09%.

En la figura 3.24 se presenta una comparativa de las componentes de la distorsión total en el muro. Como se podrá observar, la diferencia entre la componente por corte y por flexión se vuelve muy marcada después del agrietamiento por flexión, siendo la primera mucho mayor que la segunda.

Sólo al principio de la prueba se detectó que las deformaciones por flexión regían la deformación total, lo cual explica la formación de pequeñas grietas horizontales en la columna en tensión.



**Figura 3.24. Componentes de la distorsión total en muro MCC50M**

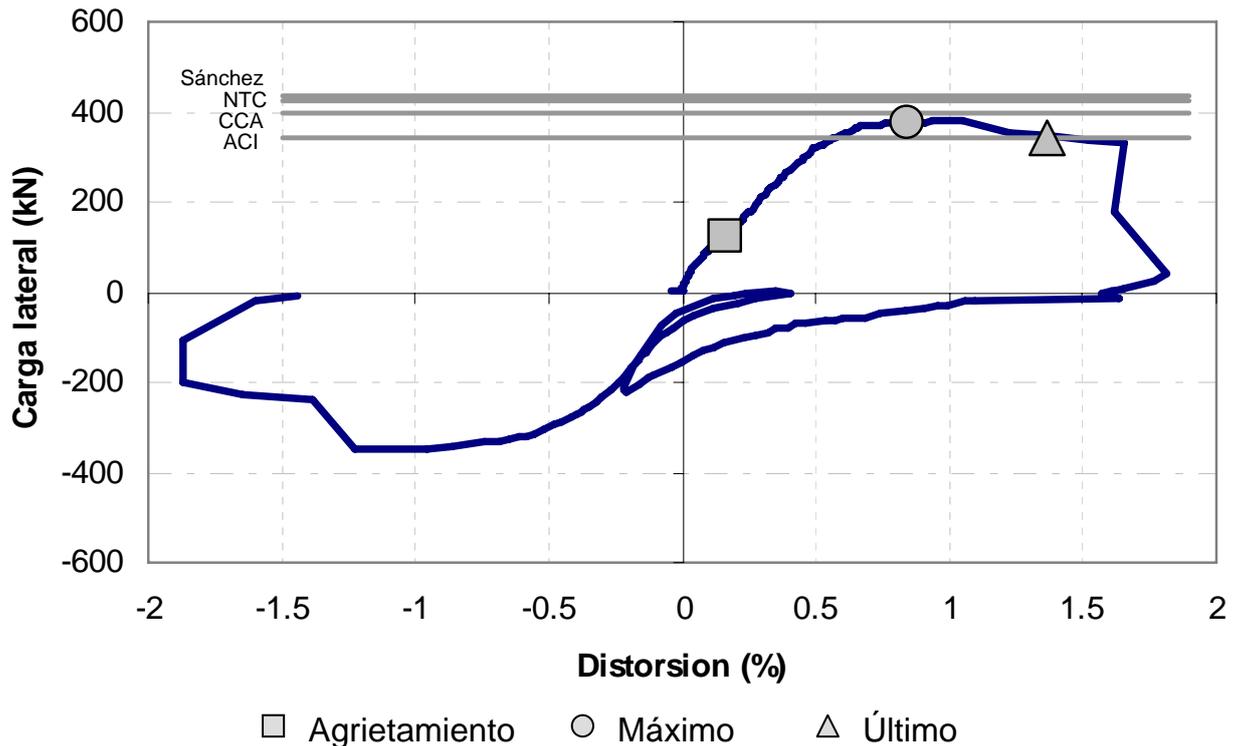
En la figura 3.24 se observa que la componente por cortante representa casi la totalidad de la distorsión.

### 3.5 MURO MCC100M

Se trata del muro con el 100% de la cuantía mínima de acero de refuerzo en el alma. El tipo de ensaye fue monótono.

#### 3.5.1 Distorsión

En la figura 3.25 se presenta el comportamiento global del espécimen durante el ensaye.



*Figura 3.25. Comportamiento global en muro MCC100M*

En la figura 3.25 se muestra la curva que describe el comportamiento del muro y las rectas que representan los valores de carga máxima de cada modelo. Como se mencionó anteriormente, dichos modelos predicen la falla del muro por tensión diagonal y el tipo de falla que presentó el muro fue por compresión diagonal.

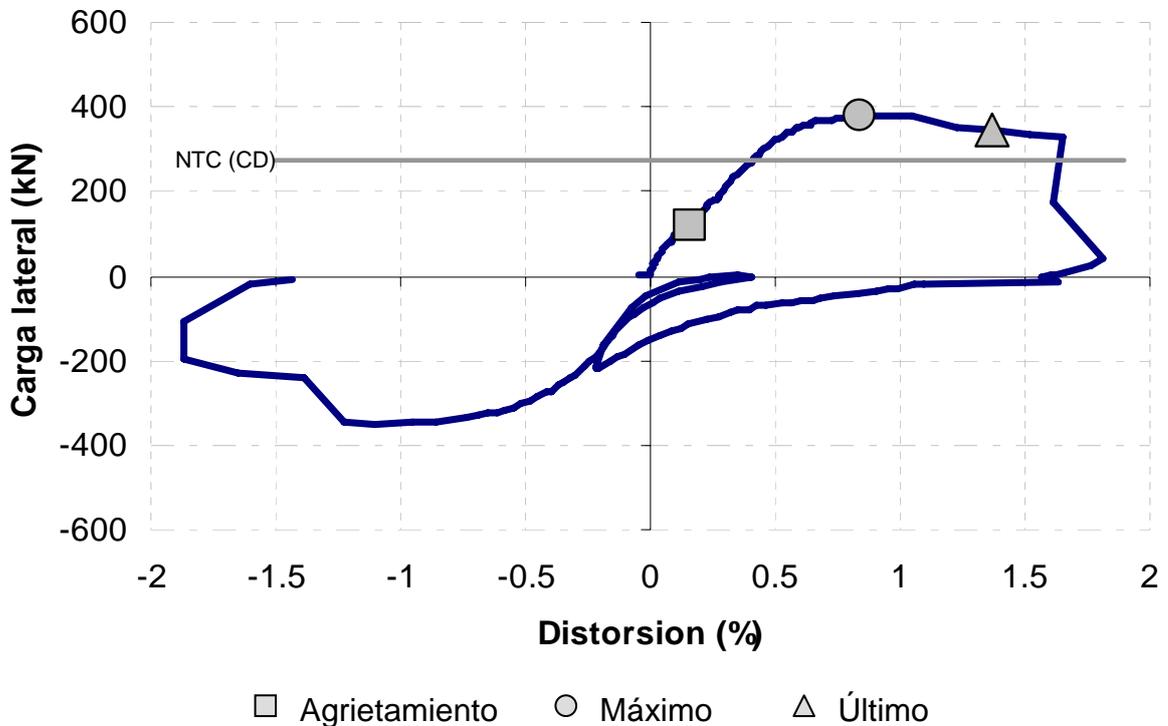
Recordando un poco, en el capítulo 2 se definió un límite de resistencia superior, debido justamente a la falla por cortante en compresión diagonal resultando el siguiente valor para concreto de peso normal:

$$V = 544 \text{ kN (55.1 tf)}$$

Aplicando el mismo criterio pero para concreto de peso ligero se tiene:

$$V = 272 \text{ kN (27.6 tf)}$$

En la figura 3.25.1, se muestran nuevamente la curva del comportamiento del muro y la recta que representa el valor de la falla por compresión diagonal para concretos ligeros de acuerdo con las NTC.



**Figura 3.25.1. Comportamiento en muro MCC100M**

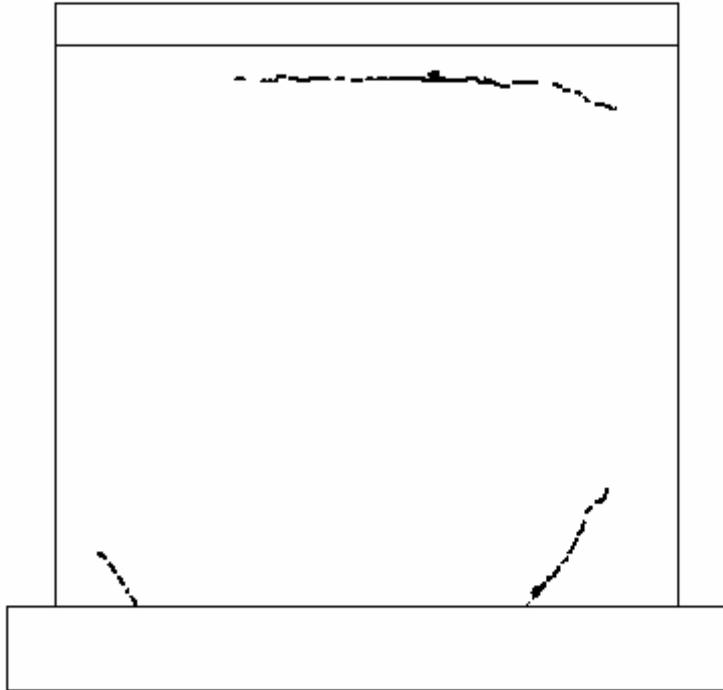
En las figuras 3.25.1 se puede observar justo en la rama inferior, en donde se carga el espécimen en sentido contrario, un retroceso en la curva a la posición de carga cero cuya finalidad fue la de inicializar la carga en cero para probar en el otro sentido.

**Tabla 3.3. Valores críticos de Carga y distorsión**

Punto Crítico	V kN	(tf)	R (%)
Agrietamiento	121	12.3	0.16
Máximo	378	38.5	0.84
Último	343	33.5	1.37

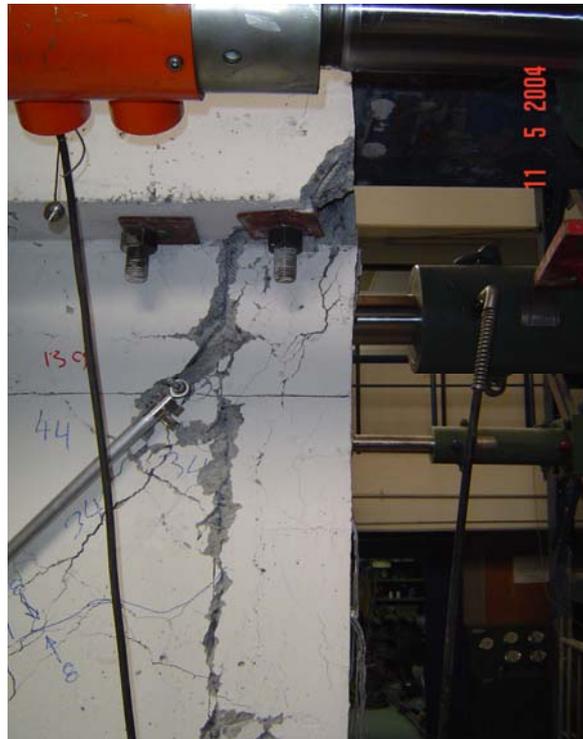
### 3.5.2 Evolución y estado final de daño

Como se comentó en los capítulos 1 y 2, el tipo de concreto y sus características de fabricación así como cambios de temperatura durante el fraguado, provocaron agrietamiento previo al ensaye en todos los muros. El hecho de aumentar la cuantía de acero de refuerzo en el alma implicó una reducción en el agrietamiento previo. Para este muro la figura 3.26 muestra el estado de agrietamiento antes de la prueba. El espesor máximo de grieta, se presentó en la parte inferior derecha del muro con un tamaño de 0.25 mm.



**Figura 3.26.** *Agrietamiento previo al ensaye en muro MCC100M*

El muro comenzó a agrietarse en forma diagonal casi uniformemente pero, el agrietamiento mayor no se presentó en la diagonal principal y media inferior, a diferencia de los dos muros anteriores sino desplazado hacia la zona triangular superior en forma diagonal hasta intersectar con el refuerzo de la interfase losa – muro para después continuar en forma horizontal hasta la parte superior de la columna en tensión.



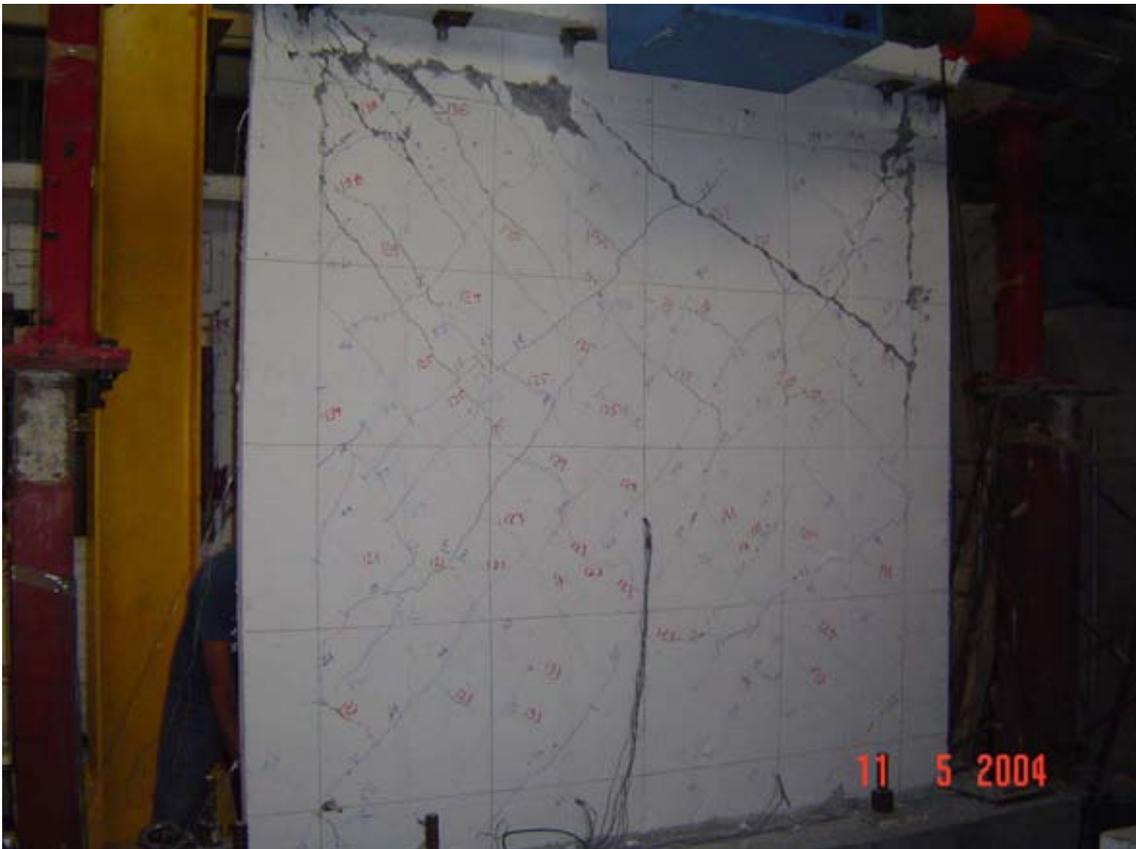
**Figura 3.27.** *Agrietamiento diagonal en muro MCC100M*

En el momento en que se presentó el agrietamiento diagonal, para una carga de 121 kN (12.3 tf) y un distorsión de 0.16%, no se registró una caída en la rigidez ni en la resistencia del muro a diferencia de los dos muros anteriores, debido a la cuantía de refuerzo utilizada.

La carga máxima se obtuvo cuando el concreto alcanzó la falla por aplastamiento en el puntal en compresión. El valor de dicha carga fue de 378 kN (38.5 tf) con una distorsión de 0.84%.

No se presentó daño apreciable en la parte inferior de la columna en tensión. Se presentaron pequeñas grietas por flexión, formadas desde una etapa temprana de la prueba. En la interfase muro – columna se puede también apreciar agrietamiento.

La distribución final de las grietas diagonales se muestra en la figura 3.28, y se puede observar bastante uniformidad en ambos sentidos.

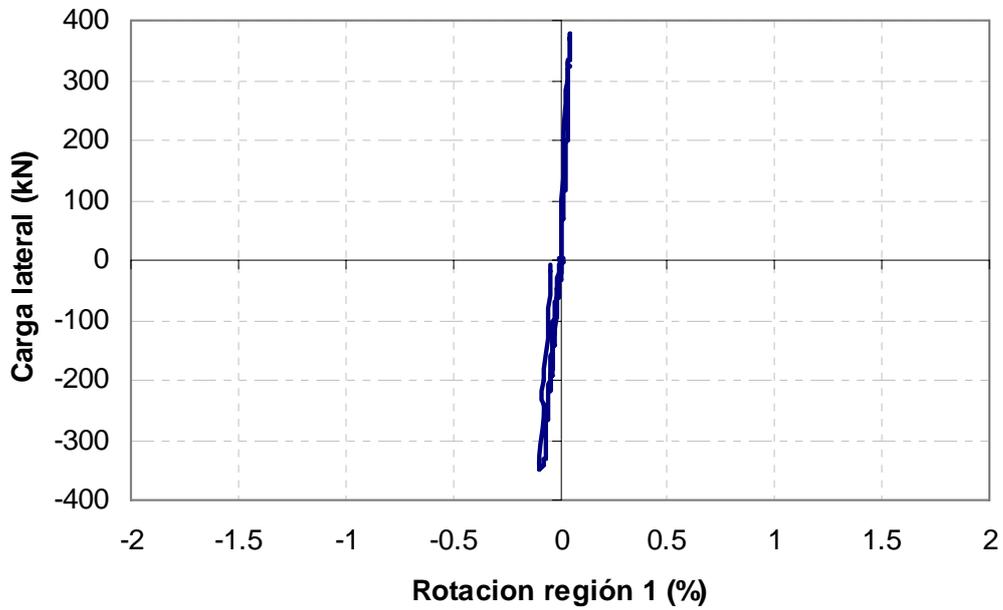


*Figura 3.28. Aspecto del muro MCC100M al finalizar la prueba*

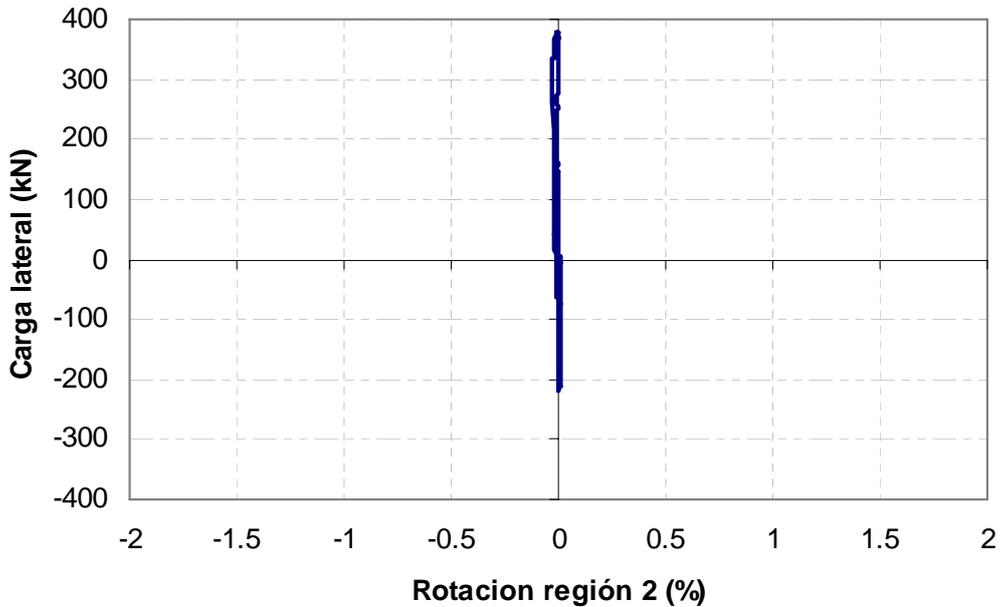
Se observa desconchamiento del concreto en la parte superior de la columna en tensión y en algunas regiones por debajo de la interfase losa – muro justo en el paño inferior del refuerzo para la interfase.

### 3.5.3 Rotación y Curvatura

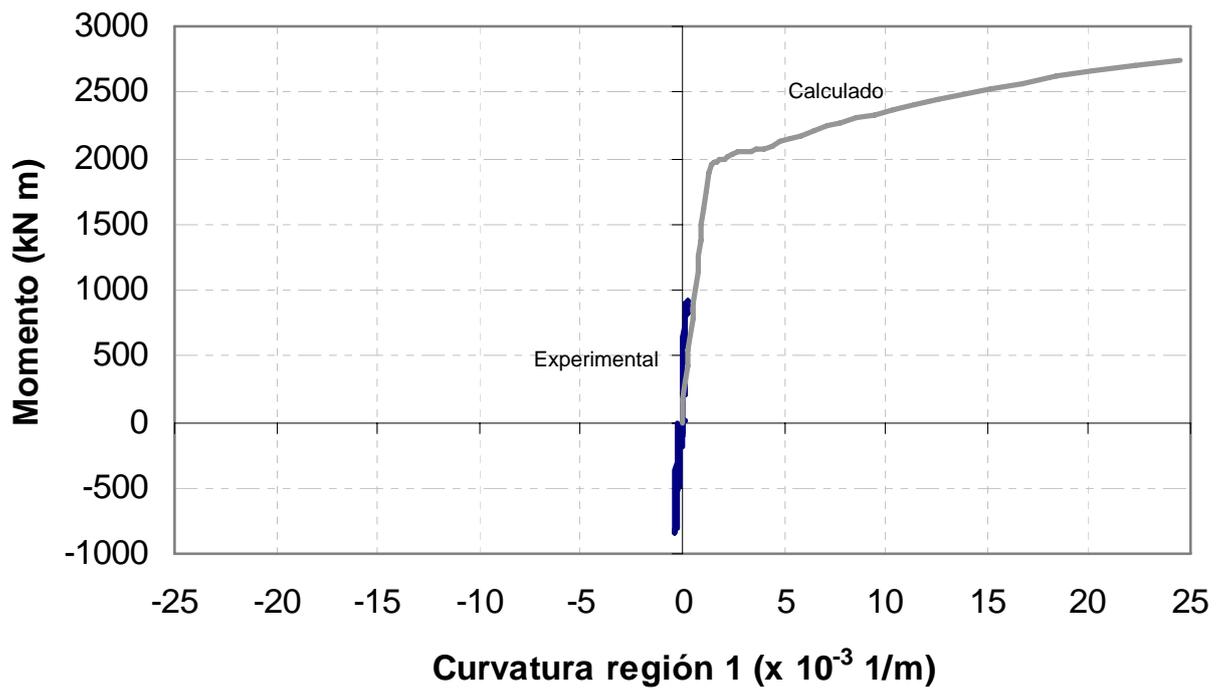
En las figuras 3.29, 3.29.1, 3.30 y 3.30.1 se describe el comportamiento del muro en flexión, observándose una clara tendencia elástica lineal y un valor de momento máximo muy inferior al momento resistente del muro obtenido analíticamente.



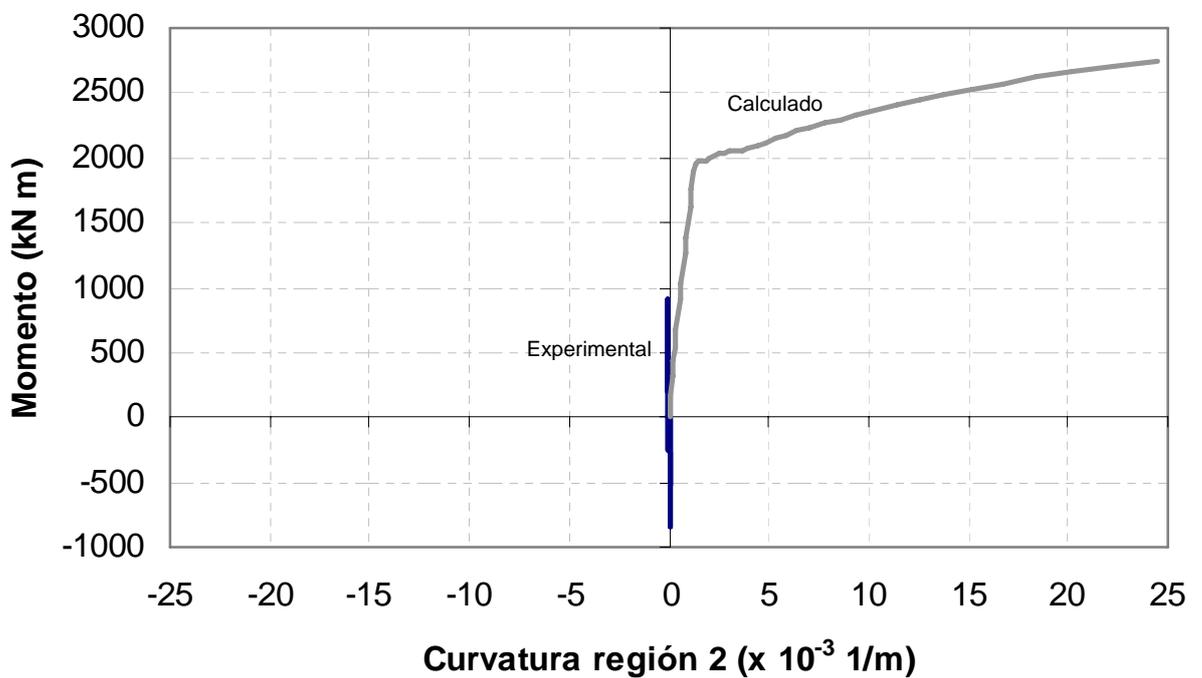
*Figura 3.29. Rotación región 1 en muro MCC100M*



*Figura 3.29.1. Rotación región 2 en muro MCC100M*



*Figura 3.30. Diagrama momento - curvatura región 1 en muro MCC100M*

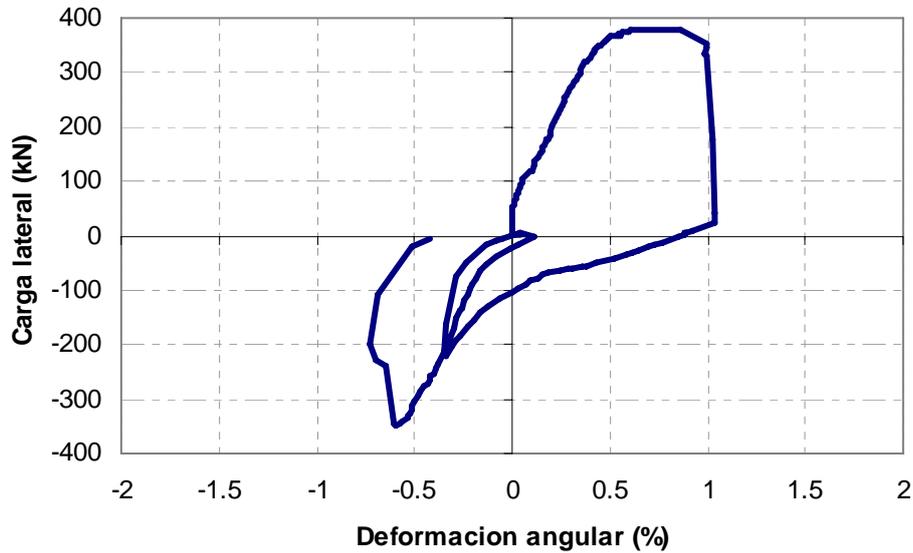


*Figura 3.30.1. Diagrama momento - curvatura región 2 en muro MCC100M*

En las figuras 3.30 y 3.30.1 se puede ver que para ambas regiones el comportamiento por flexión se encuentra por debajo del momento máximo calculado.

### 3.5.4 Deformación angular

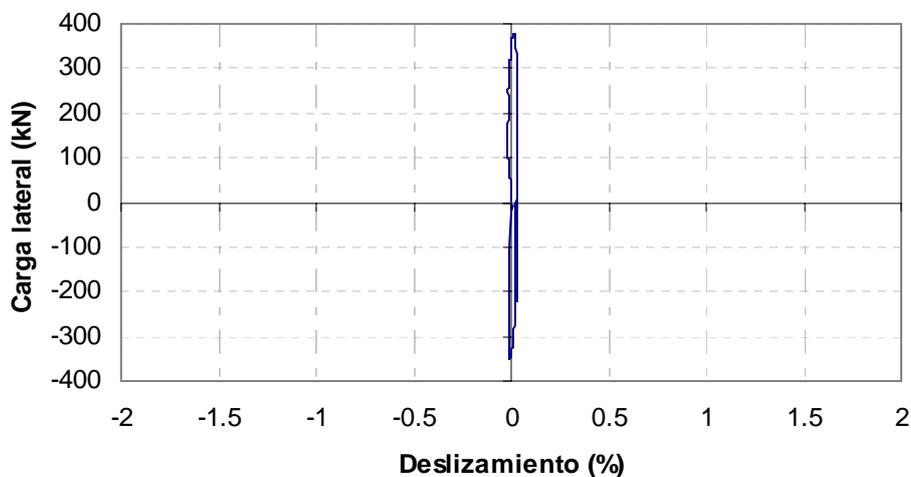
En la figura 3.31 se observa el mismo patrón de comportamiento que en los muros anteriores en el cual al inicio del ensaye y hasta la formación del agrietamiento principal, la deformación angular es casi nula y la distorsión total se debe a las deformaciones por flexión y deslizamiento.



*Figura 3.31. Deformación angular en el muro MC100M*

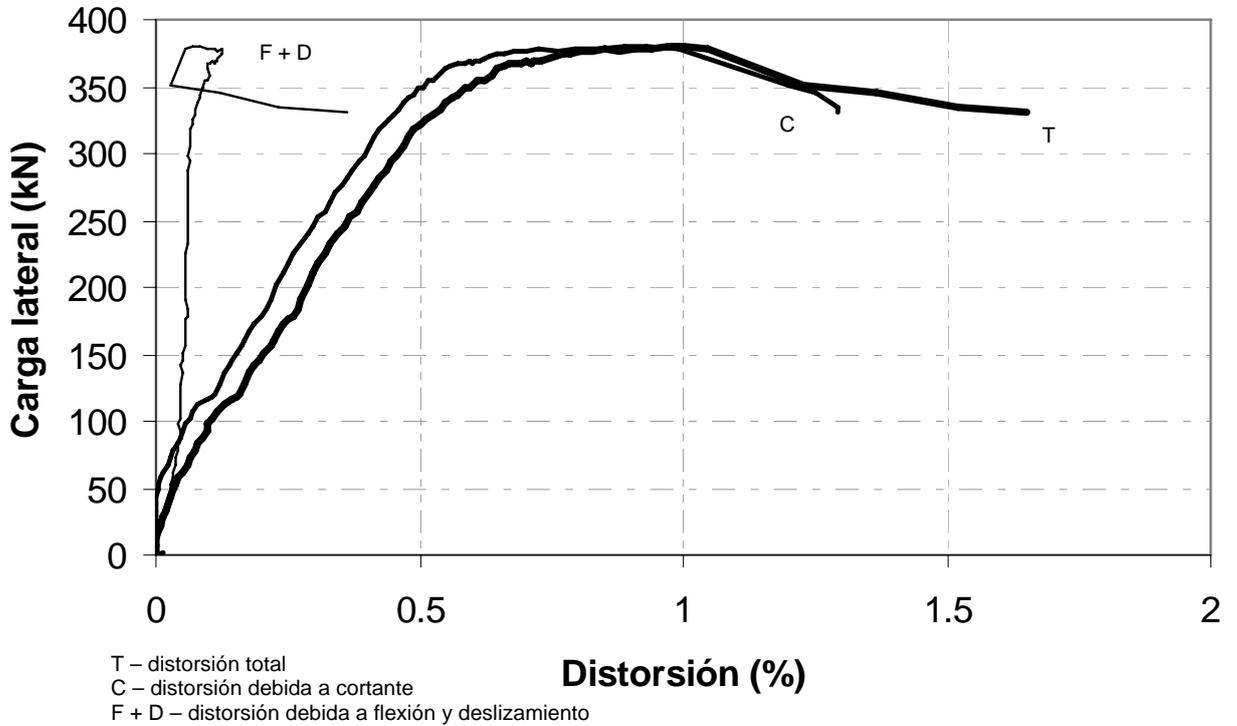
### 3.5.5 Deslizamiento

Para este muro, el deslizamiento en la base fue muy pequeño al igual que en el muro sin refuerzo y con cuantía de 0.0014. El valor máximo de desplazamiento fue de 1.36 mm, que representa un 0.035% de distorsión. En la figura 3.32 se observa el comportamiento.



*Figura 3.32. Deslizamiento en muro MC100M*

Para este muro también se calcularon las componentes de la deformación total, las cuales se presentan en la figura 3.33.



**Figura 3.33. Componentes de la distorsión muro MCC100M**

Se puede ver que al inicio del ensaye la componente de desplazamiento que rige la deformada es la de flexión hasta el momento en el que ocurre el agrietamiento diagonal, punto a partir del cual la componente que rige es la de cortante. Una vez alcanzada la carga máxima se forman mecanismos resistentes diferentes a los que se han venido tratando por lo cual los registros en los instrumentos se ven afectados.

### 3.6 MURO MCC50C

Muro con el 50% de la cuantía mínima de acero de refuerzo en el alma y ensayado cíclicamente.

#### 3.6.1 Distorsión

En la figura 3.34 se presenta la envolvente del comportamiento cíclico del espécimen y en la figura 3.34.1 se presentan las envolventes del ciclo uno y dos de carga.

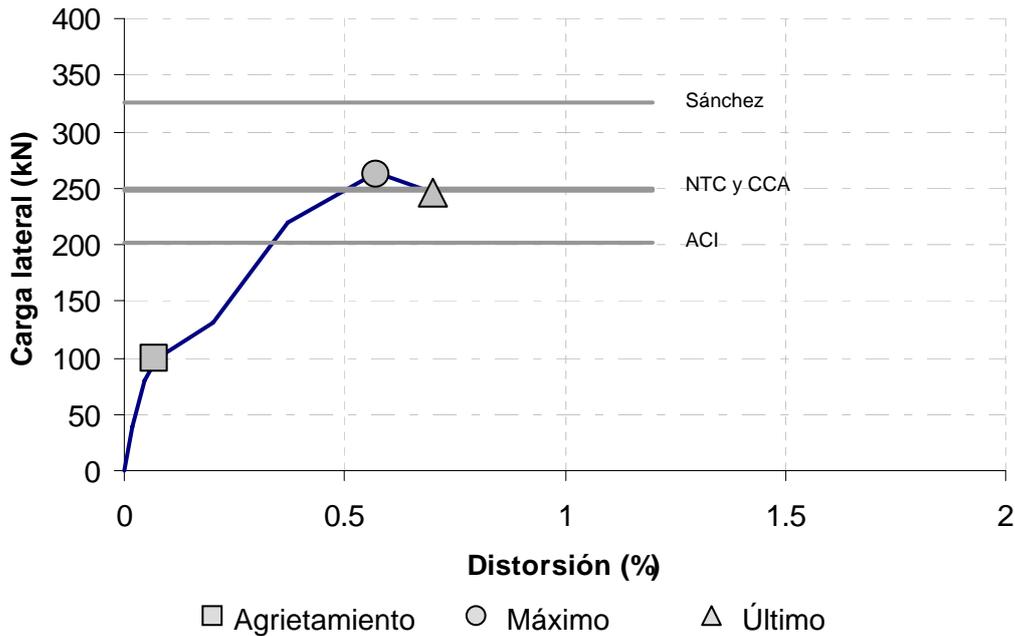


Figura 3.34. Envolvente de comportamiento de muro MCC50C

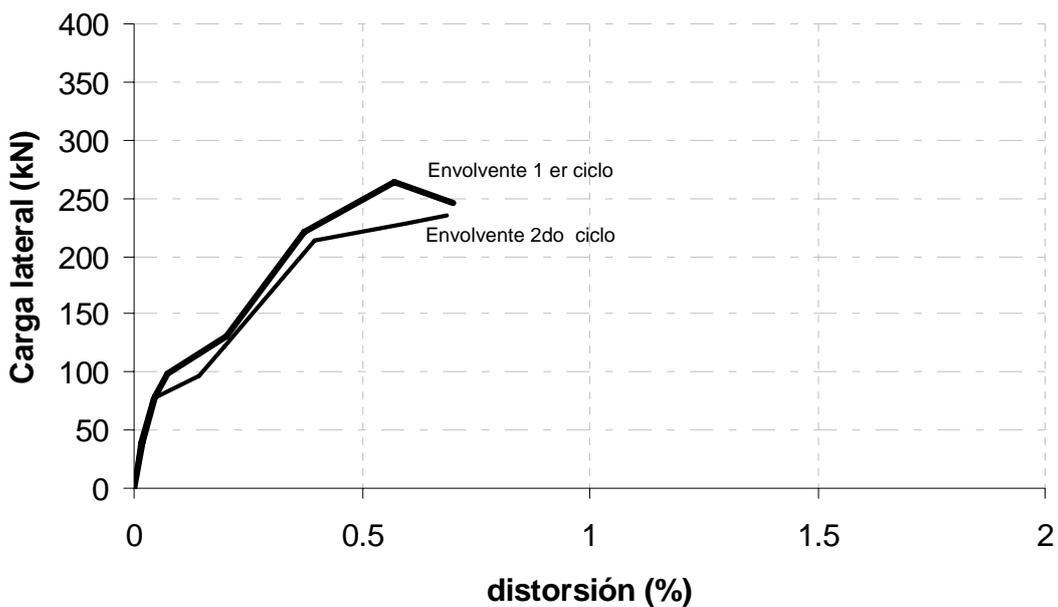


Figura 3.34.1. Comportamiento por ciclo de muro MCC50C

El muro presentó una rigidez lateral casi constante desde el inicio del ensaye hasta el punto de agrietamiento de la diagonal principal, en donde se observó una caída en la rigidez. En esta etapa, del inicio al punto de agrietamiento, el comportamiento fue prácticamente elástico. Después se empezó a desarrollar el comportamiento inelástico del espécimen.

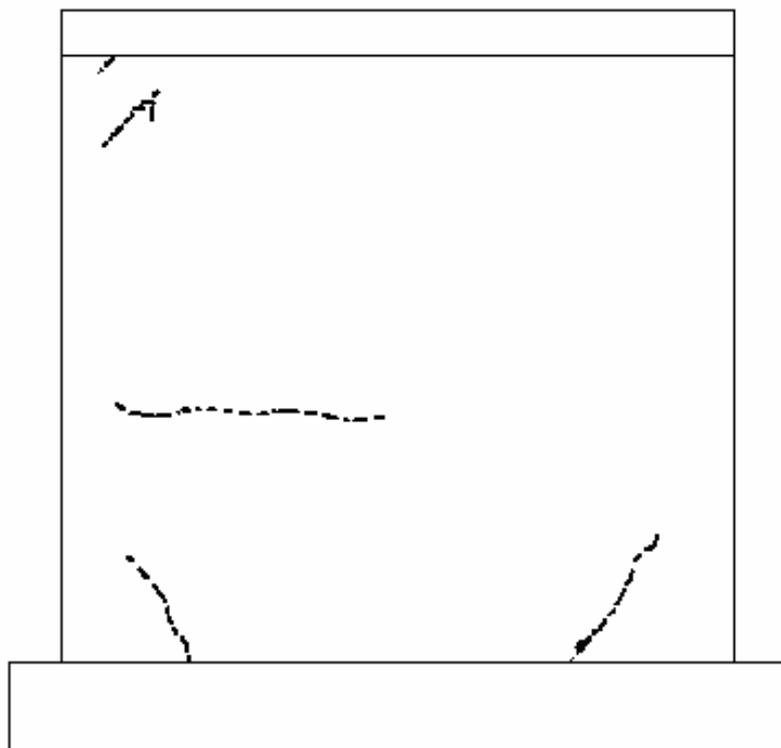
En la figura 3.34.1 se puede ver la degradación de rigidez que sufrió el muro entre uno y otro ciclos.

**Tabla 3.4. Valores críticos de Carga y distorsión**

Punto Crítico	V	kN	(tf)	R (%)
Agrietamiento	99	10.1		0.07
Máximo	262	26.7		0.58
Último	245	25.0		0.70

### 3.6.2 Evolución y estado final de daño

El muro presentó nuevamente agrietamiento previo al ensaye con la configuración que se muestra en la figura 3.35.



**Figura 3.35. Agrietamiento previo al ensaye del muro MCC50C**

Al igual que en los muros anteriores, en la parte inferior derecha del muro se presentó el tamaño máximo de la grieta que correspondió a un ancho de 0.35 mm.

En la figura 3.35, se puede observar también la presencia de una grieta horizontal más o menos a la mitad del muro, grieta que en los muros anteriores no se había presentado. Como se mencionó en el capítulo 2 de este trabajo, en el proceso de colado, no se vibró el concreto para que bajara sino que solamente se golpeó con una maceta de hule la cimbra. La grieta horizontal se presentó por un deficiente golpeteo en algunas áreas del muro.

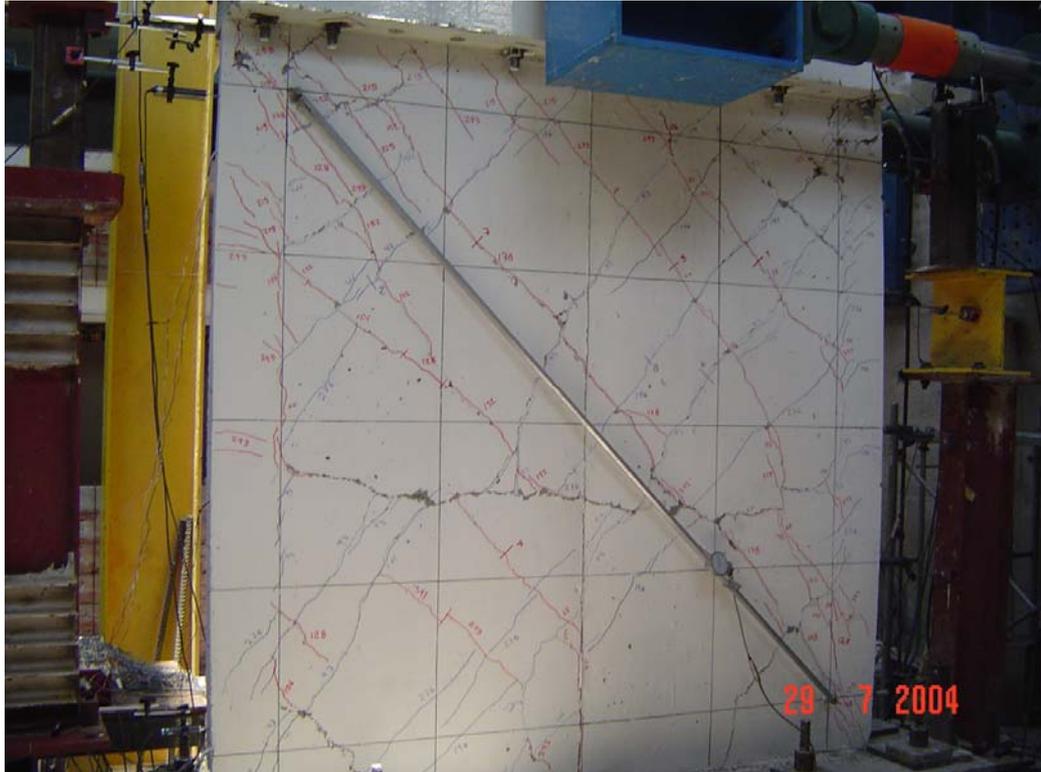
En la figura 3.36 se muestra el agrietamiento diagonal y la extensión de la grieta horizontal hasta los elementos de borde. Se muestra también el estado del muro para una distorsión de 0.09%, es decir poco después de la ocurrencia del punto de agrietamiento el cual se dio para una carga de 99 kN (10.1 t<sub>f</sub>) y una distorsión de 0.07%.



**Figura 3.36. Estado del muro MCC50C para una distorsión de 0.09%**

Posteriormente el daño se fue distribuyendo en todo el muro en forma de grietas inclinadas en ambos sentidos. La grieta horizontal que se presentó previa al ensayo del muro, se extendió hasta los elementos de borde pero no los penetró ya que no fue una grieta debida a flexión. La prueba se interrumpió inmediatamente después de que el muro alcanzó la resistencia última, lo cual sucedió para una carga de 245 kN (25 t<sub>f</sub>) y una distorsión de 0.70 %.

En la figura 3.37 se muestra el aspecto del muro al finalizar el ensayo.



*Figura 3.37. Estado final del muro MCC50C*

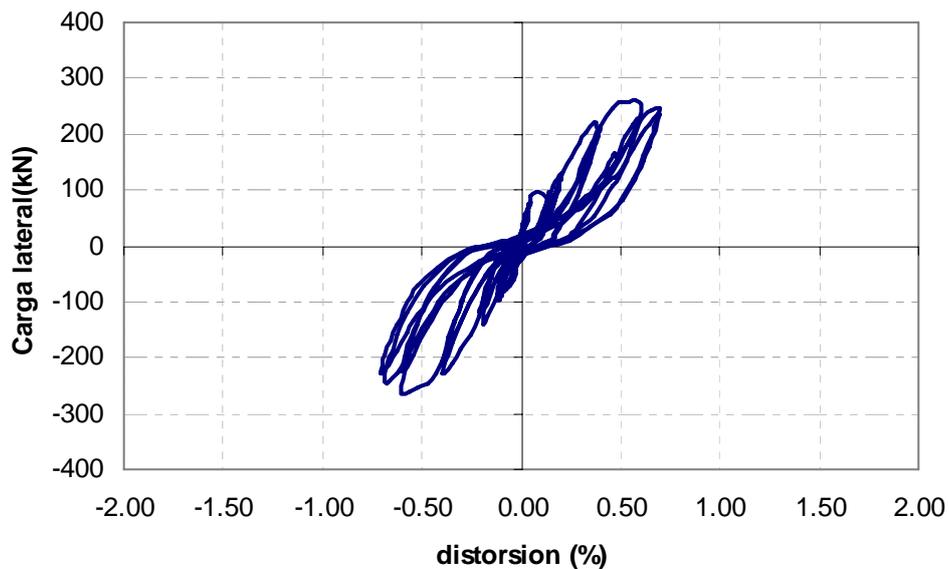
El tipo de falla que se presentó correspondió a falla por cortante en tensión diagonal al igual que en el muro MCC50M. La rigidez inicial en ambos ensayos fue muy similar.

Como se puede ver en la figura 3.37 hubo pocas grietas por flexión en los elementos de los bordes laterales, las cuales fueron generadas en una etapa inicial del ensaye. No se presentó gran daño en las zonas inferiores de los elementos de los bordes laterales, ni aplastamiento en los talones de compresión. El agrietamiento diagonal penetró en la interfase losa - trabe de liga pero no hubo desconchamiento del recubrimiento de concreto. Tampoco se observó que las grietas diagonales en el alma fueran continuación de las grietas por flexión formadas inicialmente en los elementos externos, las cuales nunca sobrepasaron la zona de confinamiento hacia el alma del muro.

### **3.6.3 Comportamiento Histerético**

La curva histerética resume el comportamiento global inelástico del espécimen, comparando fuerza cortante contra distorsión. Se identifican claramente los ciclos de carga y descarga en un sentido y en sentido contrario.

En la figura 3.38 se presenta la curva histerética del muro.

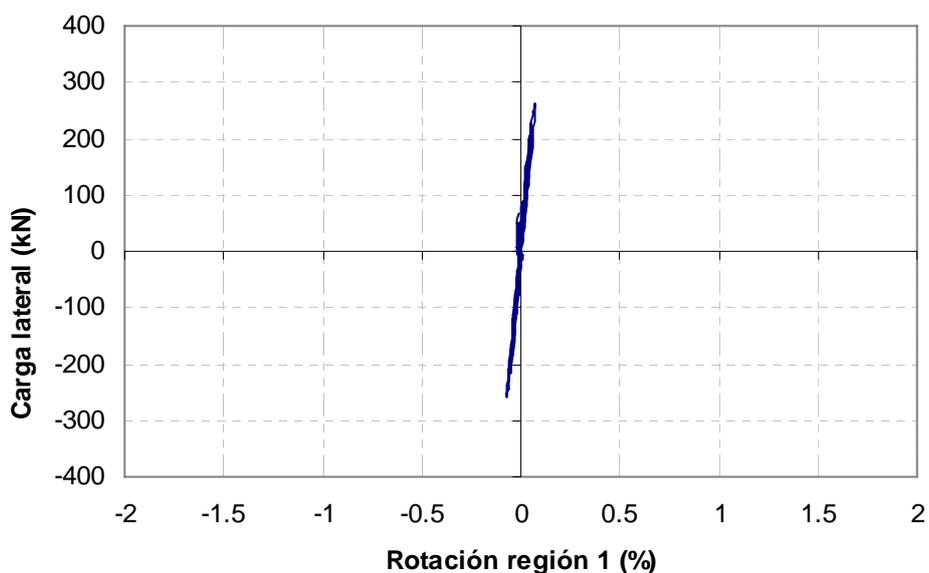


*Figura 3.38. Comportamiento histerético del muro MCC50C*

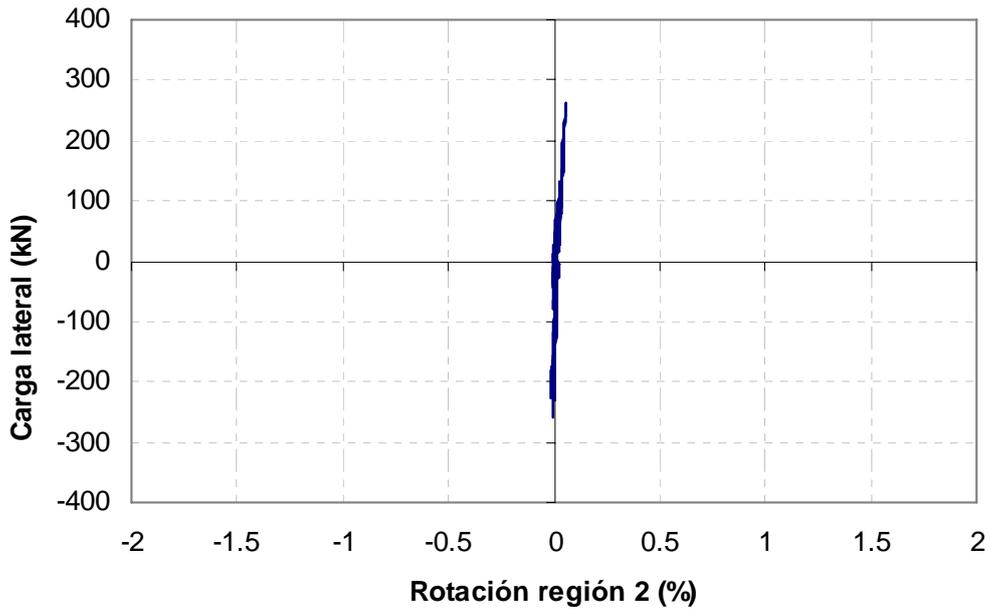
Desde el primer ciclo se presentó un deterioro paulatino de la rigidez del muro. La reducción de la resistencia se presentó a partir del ciclo +6 en el que se alcanzó la resistencia del modelo.

### 3.6.4 Rotación y Curvatura

Las figuras 3.39 y 3.39.1 muestran la rotación del muro en las regiones 1 y 2 respectivamente.

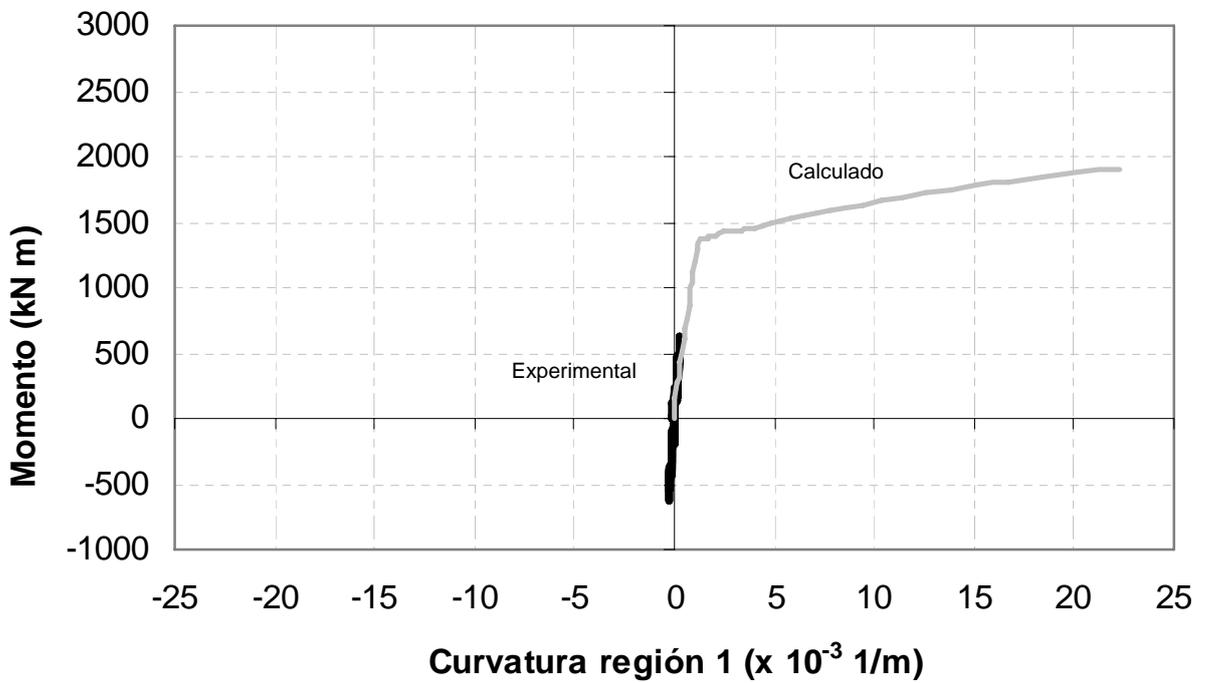


*Figura 3.39. Rotación región 1 en muro MCC50C*



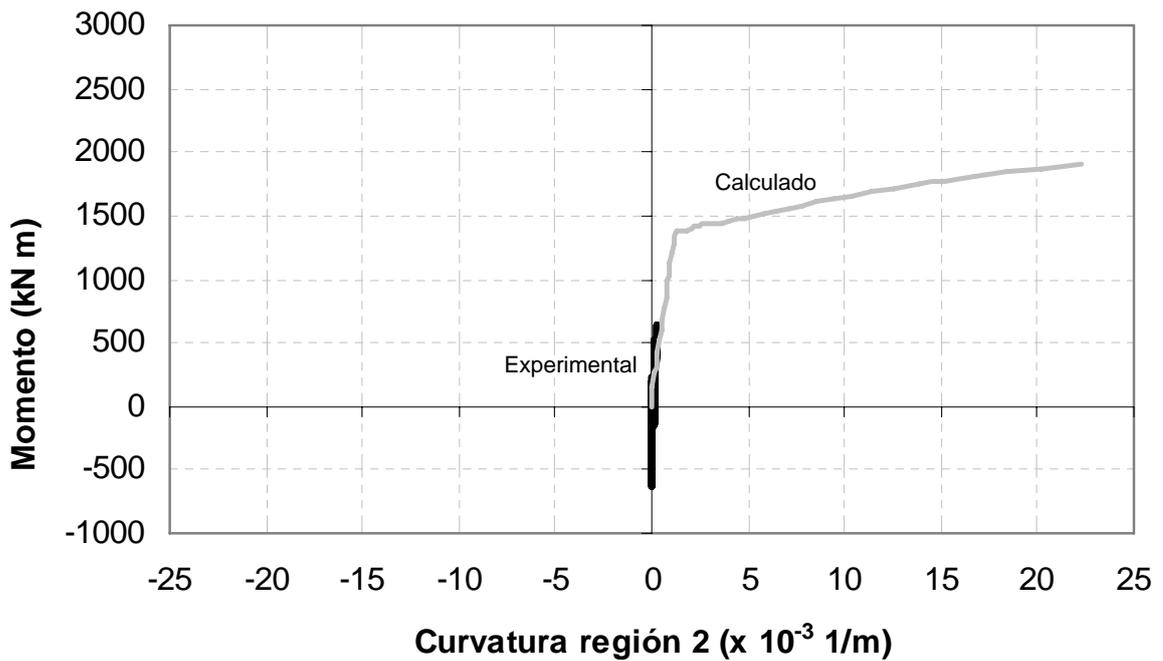
*Figura 3.39.1. Rotación región 2 en muro MCC50C*

En la figura 3.40 y 3.40.1, se superponen el diagrama momento curvatura calculado y el experimental de las regiones 1 y 2 respectivamente.



*Figura 3.40. Diagrama momento - curvatura región 1 de muro MCC50C*

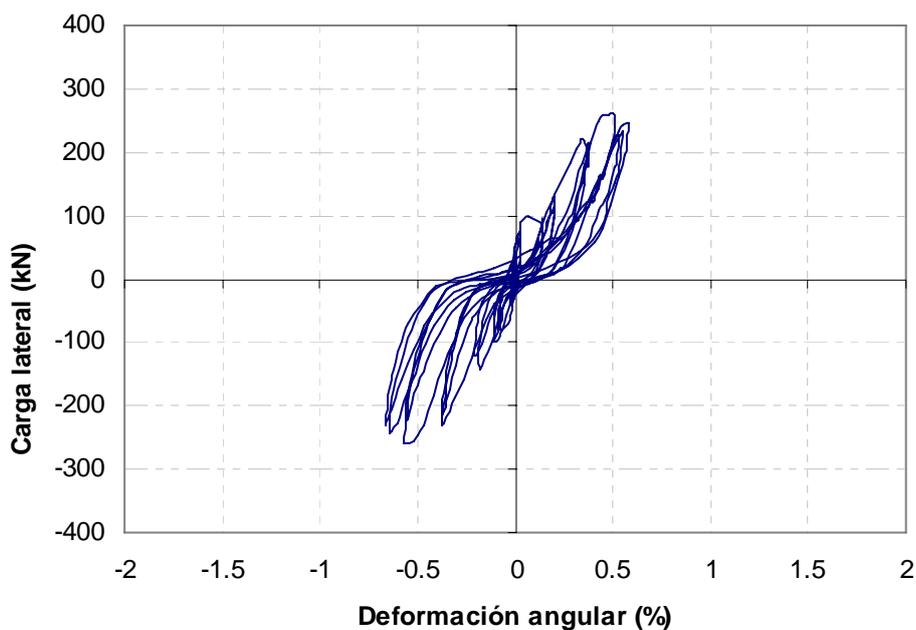
El comportamiento en flexión del modelo se desarrolló en el intervalo lineal.



*Figura 3.40.1. Diagrama momento - curvatura región 2 de muro MCC50C*

### 3.6.5 Deformación Angular

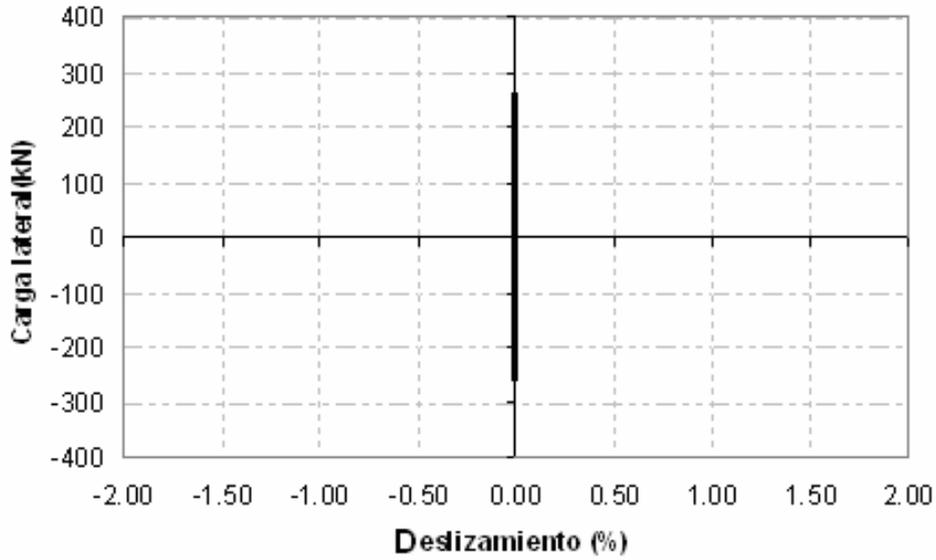
En la figura 3.41 se observa el comportamiento de la deformación angular en el muro y se puede ver que de manera muy similar a los muros MCC0M, MCC50M y MCC100M, la deformación angular es prácticamente nula hasta el primer agrietamiento diagonal importante, después empieza a comportarse inelásticamente.



*Figura 3.41. Deformaciones angulares muro MCC50C*

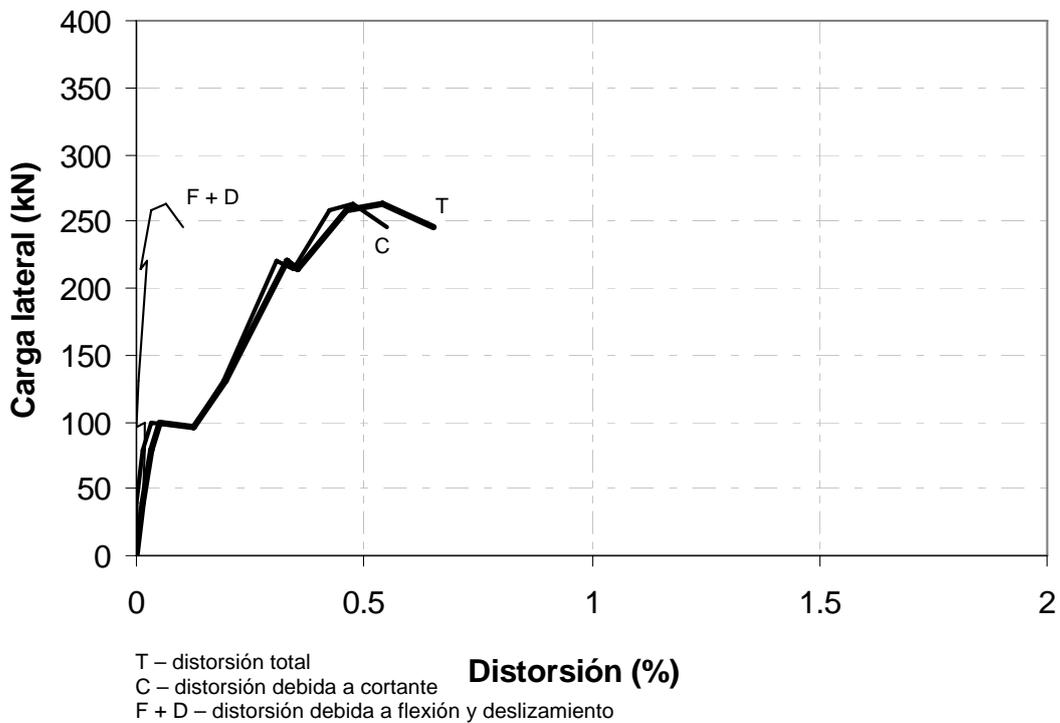
### 3.6.6 Deslizamiento

Se registró un desplazamiento máximo de 0.086 mm, el cual representa una distorsión de 0.0034%.



*Figura 3.42. Deslizamiento en muro MCC50C*

Finalmente en la figura 3.43 se muestra la contribución de las componentes por corte y flexión y deslizamiento a la distorsión total del muro.



*Figura 3.43. Componentes de la distorsión en muro MCC50C*

### 3.7 MURO MCC100C

Muro con el 100% de la cuantía mínima de acero de refuerzo ensayado bajo carga cíclica.

#### 3.7.1 Distorsión

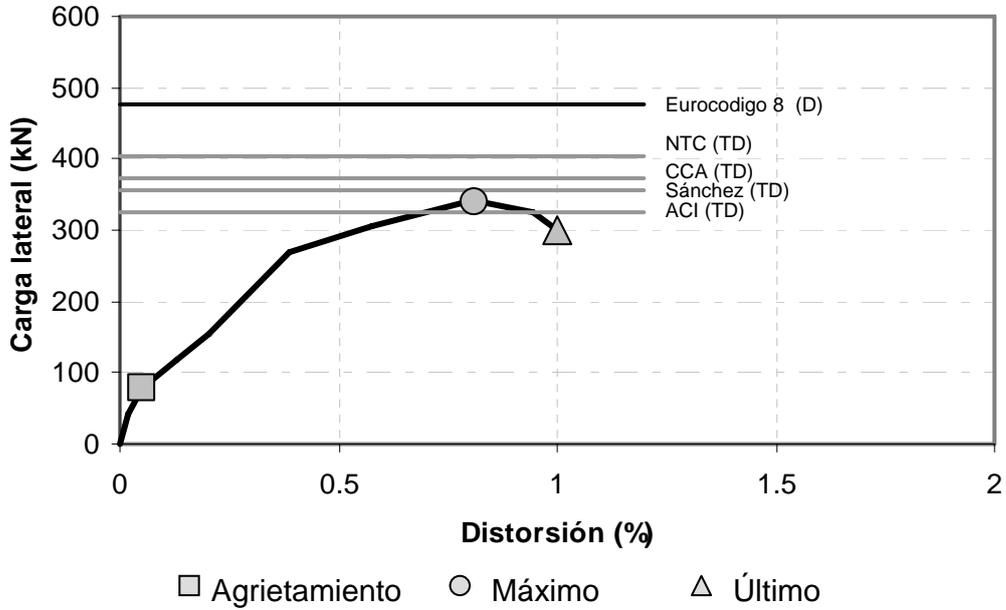


Figura 3.44. Envolvente del comportamiento del muro MCC100C

El muro presentó falla por deslizamiento. El valor de predicción para falla por deslizamiento del Eurocódigo 8, resultó ser muy poco conservador.

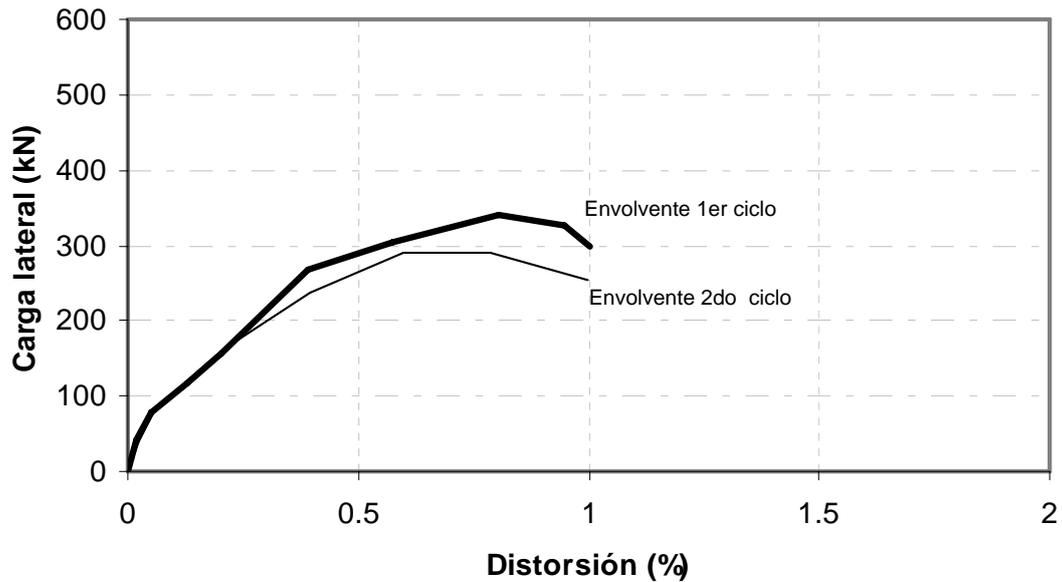


Figura 3.44.1. Comportamiento por ciclo del muro MCC100C

En la figura 3.44 se marcan sobre la envolvente de comportamiento los puntos críticos (agrietamiento, máximo y último) para el muro. Como se mencionó en el capítulo 2, los modelos graficados en la figura 3.44 corresponden al modo de falla por tensión diagonal. El muro MCC100C presentó falla por deslizamiento.

Los valores críticos para este muro se pueden consultar en la tabla 3.5.

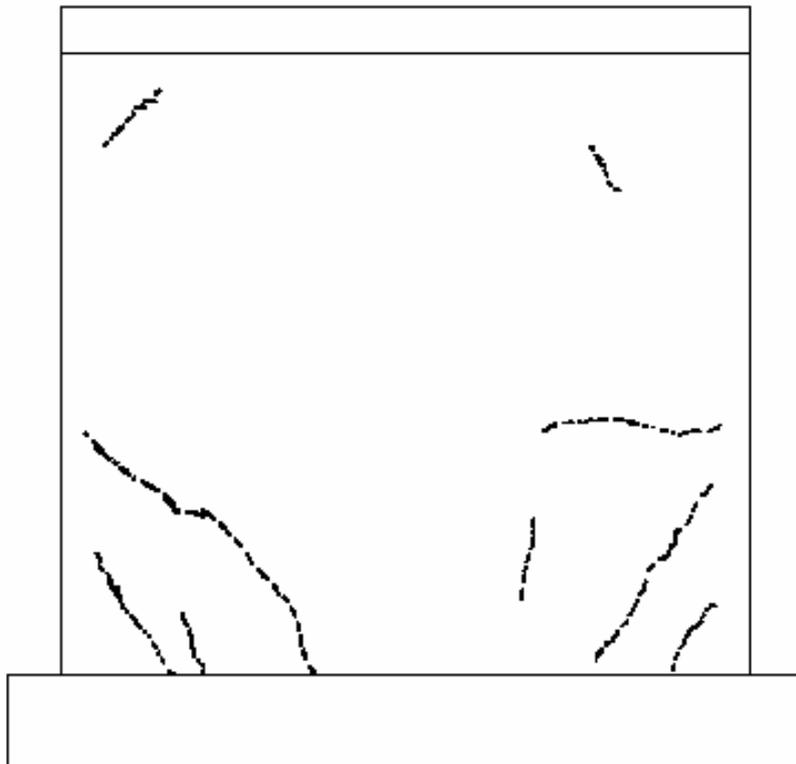
**Tabla 3.5. Valores críticos de Carga y distorsión**

<b>Punto Crítico</b>	<b>V (kN)</b>	<b>(tf)</b>	<b>R (%)</b>
<i>Agrietamiento</i>	78	8	0.06
<i>Máximo</i>	339	34.6	0.81
<i>Último</i>	300	30.6	1.0

Como se verá posteriormente, el tipo de falla presentada por este muro fue de deslizamiento en la interfase trabe de liga – muro. En la figura 3.42 se observa que a pesar de que los modelos se aplican a muros con falla en tensión diagonal, la predicción de Sánchez y el ACI fueron las más cercanas al valor de carga máxima experimental.

### 3.7.2 Evolución y estado final de daño

En la figura 3.45 se muestra el agrietamiento del muro MCC100C antes de iniciar el ensaye. Se puede observar un patrón muy similar al que presentaron los demás muros, a diferencia del hecho de que en éste muro se presentó un mayor número de grietas.



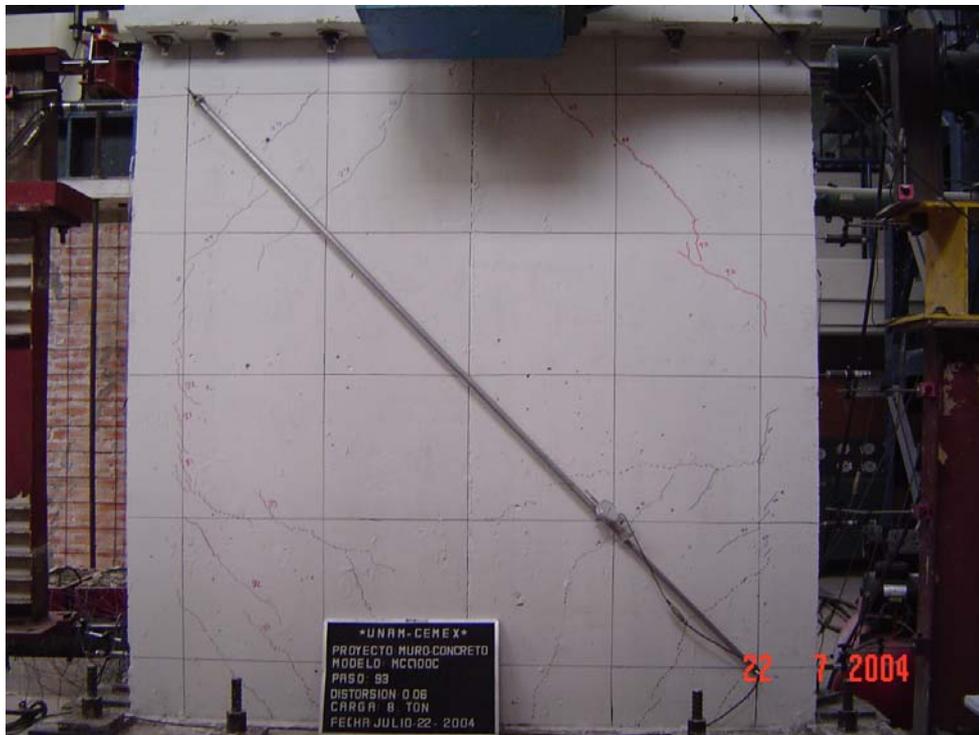
**Figura 3.45. Agrietamiento del muro MCC100C previo al ensaye**

El incremento en el número de grietas previas al ensaye respecto a los demás muros pudo haber sido un deficiente golpeteo en la cimbra del muro en el momento del colado (no asentó bien el concreto).

En la parte inferior derecha del muro se presentó el tamaño máximo de grieta y correspondió a un ancho de 0.25 mm.

Se registraron pequeñas grietas por flexión en los elementos extremos generadas en etapas tempranas del ensaye.

Como se puede observar en la figura 3.44, la distribución del daño en el muro desde el inicio del ensaye hasta el momento del punto de agrietamiento, para una carga de 78 kN (8tf) y una distorsión de 0.06 %, se reducía a unas cuantas grietas diagonales en las esquinas.



**Figura 3.46. Punto de agrietamiento del muro MCC100C**

Se presentó agrietamiento horizontal en las intersecciones de las grietas diagonales con la interfase trabe de liga – muro hasta alcanzar la carga máxima de 339 kN (34.6 tf). En la figura 3.47 se observa el estado de daño del muro en el momento en el que alcanzó la carga máxima.

Posteriormente se fue incrementando el nivel de daño en la interfase trabe de liga – muro debido al aumento en el espesor de las grietas diagonales hasta provocar una grieta prácticamente horizontal de extremo a extremo del muro sin penetrar los elementos de borde. En los extremos de la grieta horizontal se generaron unas grietas diagonales que penetraron hasta la losa. Finalmente se registró la falla del muro con una carga de 300 kN (30.6 tf) y una distorsión de 1% y correspondió a un mecanismo de

deslizamiento entre la trabe de liga y el muro. En la figura 3.46 se muestra el estado final del muro.



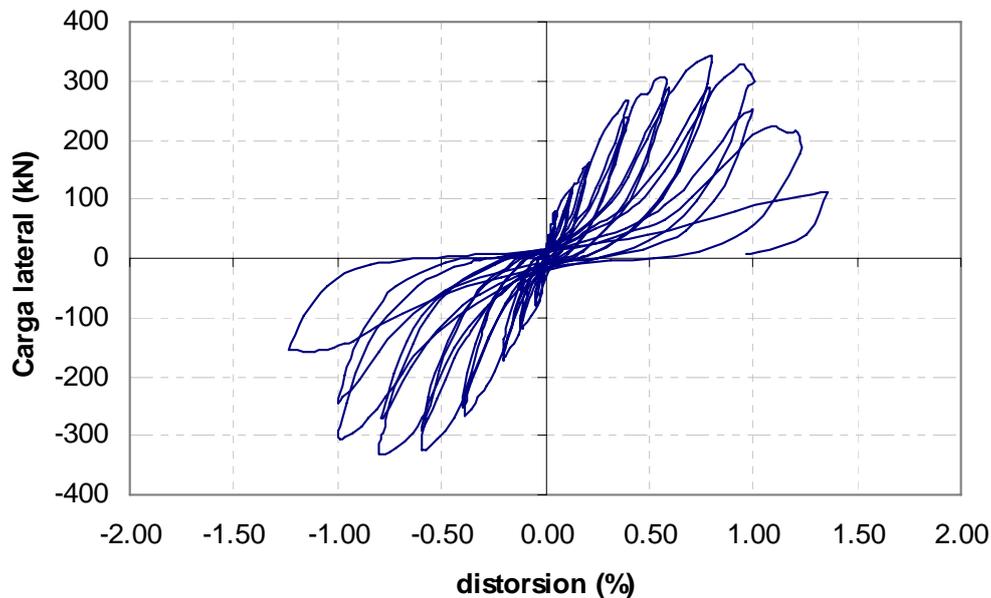
*Figura 3.47. Punto de carga máxima del muro MCC100C*



*Figura 3.48. Estado final del muro MCC100C*

### 3.7.3 Comportamiento Histerético

En la figura 3.49 se muestra el comportamiento histerético del muro. La curva histerética del modelo fue simétrica. Los ciclos efectuados antes del primer agrietamiento muestran un comportamiento elástico lineal. Al aparecer el primer agrietamiento se inició el comportamiento no lineal del modelo.



*Figura 3.49. Comportamiento histerético muro MCC100C*

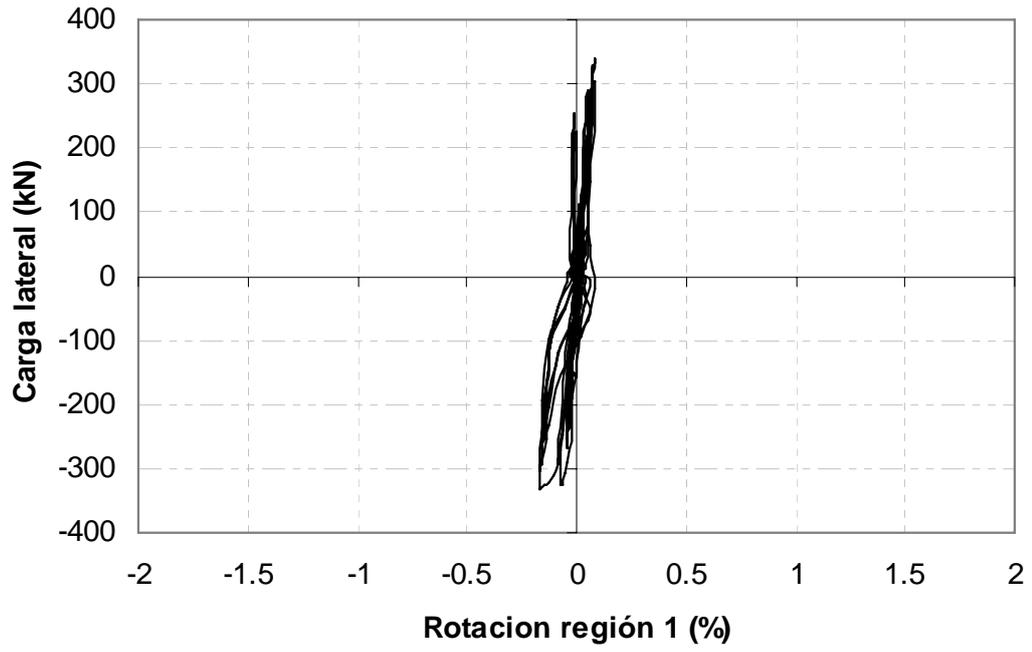
La degradación de rigidez se presentó desde el primer ciclo y la caída en la resistencia sucedió hasta que se alcanzó la carga máxima (ciclo +13).

Se presentó adelgazamiento de la curva cerca del origen, característico en fallas por corte.

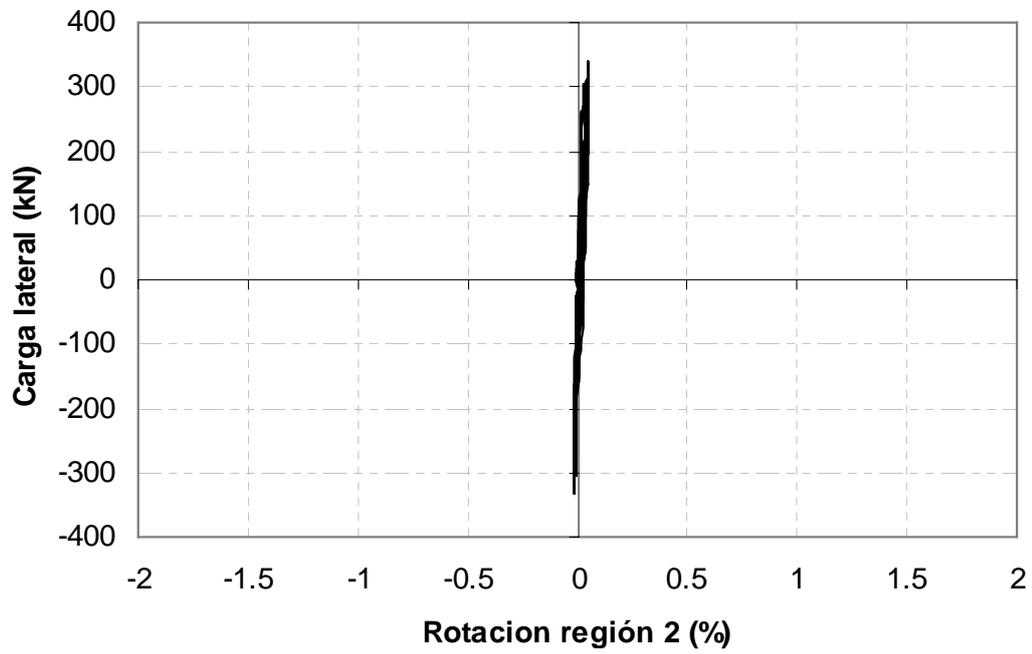
Al igual que el muro MCC100M, con el 100% de la cuantía mínima de acero de refuerzo en el alma marcada en el reglamento, el muro MCC100C presentó un tipo de falla por deslizamiento entre el muro y la trabe de liga (frágil), diferente a la esperada (tensión diagonal).

### 3.7.4 Rotación y Curvatura

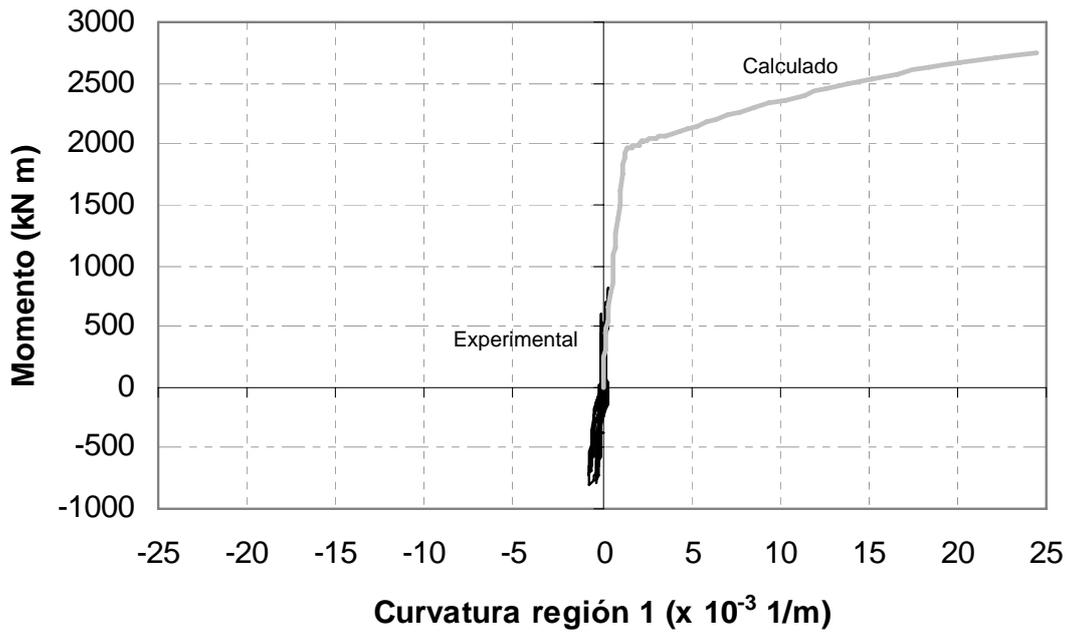
Las figuras 3.50, 3.50.1, 3.51 y 3.51.1 muestran el comportamiento en flexión del modelo. Los valores de rotación de las dos regiones analizadas fueron pequeños y presentaron un comportamiento lineal como en los demás muros estudiados en ésta tesis. La distribución de curvaturas en la altura del muro fue muy parecida a la de los muros anteriores, distribuyéndose en forma decreciente con la altura. Los valores mas grandes se concentran en la región sujeta al momento flexionante mayor.



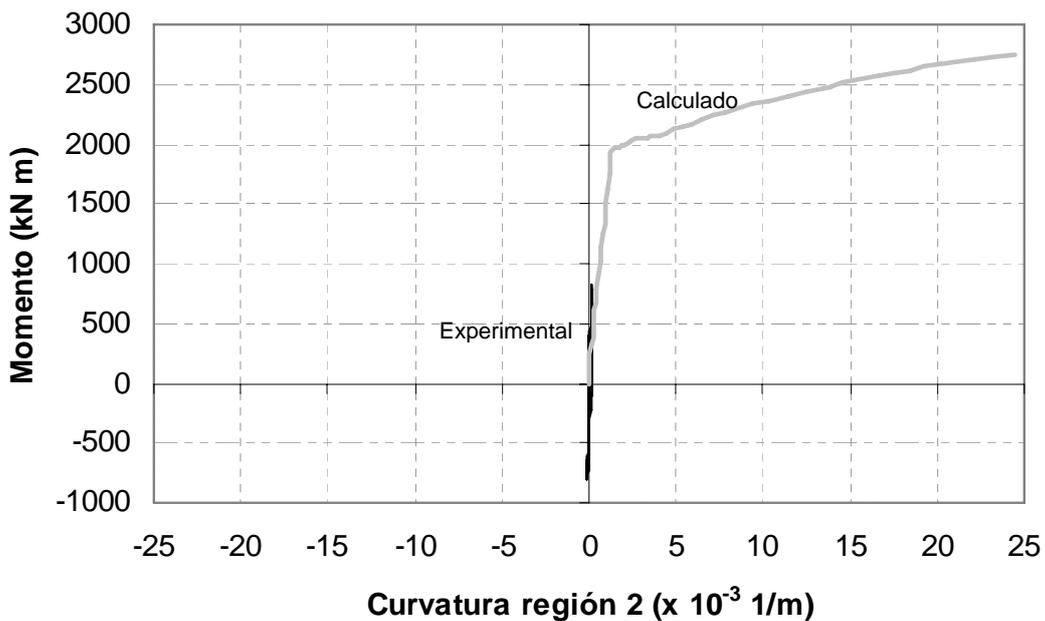
*Figura 3.50. Rotación región 1 en muro MCC100C*



*Figura 3.50.1. Rotación región 2 en muro MCC100C*



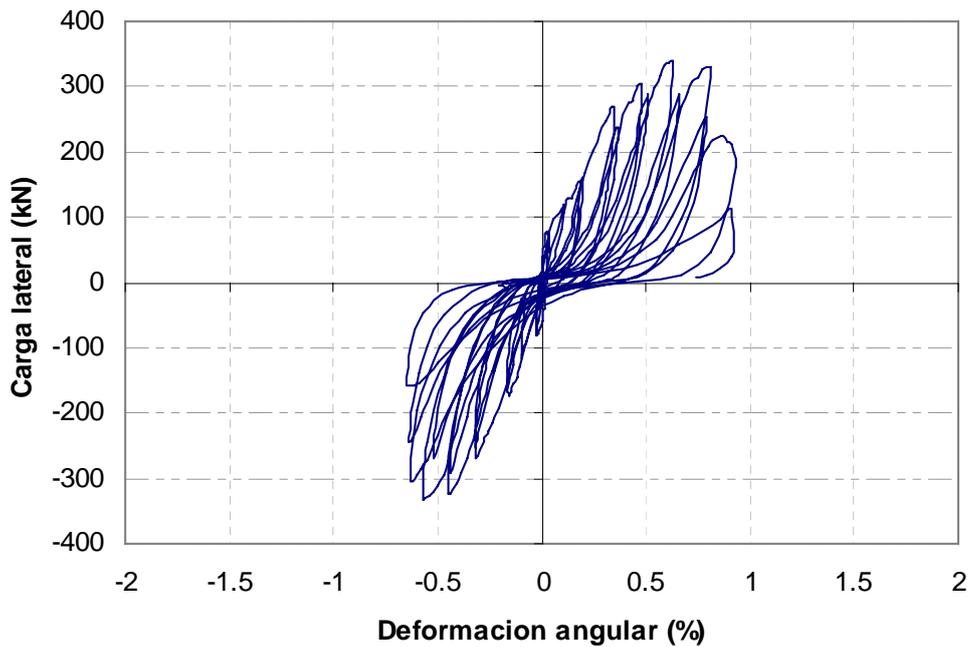
*Figura 3.51. Diagrama momento – curvatura región 1 en muro MCC100C*



*Figura 3.51.1. Diagrama momento – curvatura región 2 en muro MCC100C*

### 3.7.5 Deformación Angular

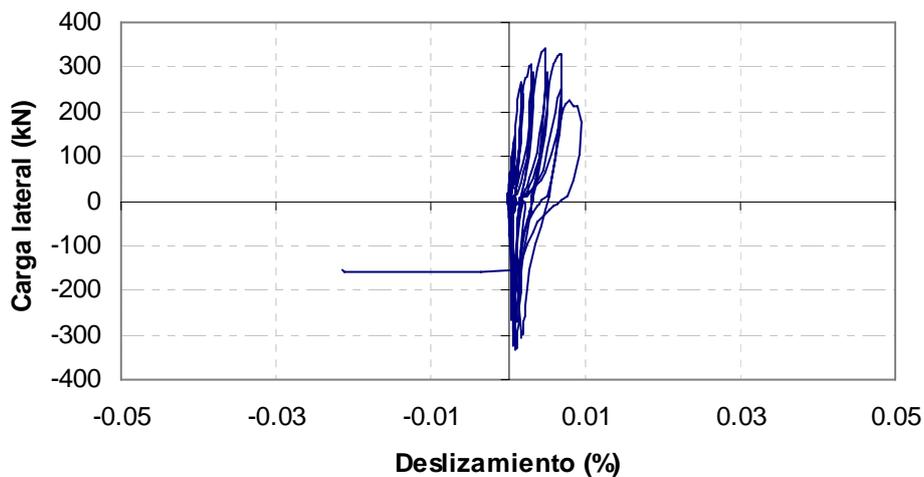
Se puede ver en la siguiente figura muy claramente una zona vertical remarcada muy cerca del origen, lo cual significa la presencia de algunos ciclos (antes del punto de agrietamiento) para los cuales el valor de la deformación angular fue prácticamente nulo. Comportamiento que refleja que la deformación lateral al inicio de la prueba fue debida principalmente a flexión y posterior al agrietamiento, por corte.



*Figura 3.52. Deformaciones angulares muro MCC100C*

### 3.7.6 Deslizamiento

La falla que presentó este muro, fue debida al deslizamiento en la interfase trabe de liga – muro. A diferencia de los demás muros, donde se revisó la falla por deslizamiento en la base del muro mediante los deformímetros H10 y H12, en este muro se obtuvo una medida del deslizamiento entre el muro y la losa con la diferencia de los registros de los deformímetros H1 y H3. Como se observa en la figura 3.53, el comportamiento es relativamente estable en la mayor parte del ensaye y la falla se produce de manera súbita (falla frágil) induciendo grandes deformaciones y provocando que uno de los deformímetros ya no siguiera registrando datos.



*Figura 3.53. Deslizamiento en la interfase trabe de liga - muro en muro MCC100C*

### 3.8 Resumen

Hasta este momento se ha realizado un análisis de los parámetros indicativos del comportamiento global de los muros de concreto, distorsión, deformación angular, rotación, curvatura y deslizamiento y se ha identificado el tipo de falla que presentó cada uno de ellos. Falla por tensión diagonal presentaron los tres muros armados con menos de la cuantía mínima de acero de refuerzo marcada por el reglamento (MCC0M, MCC50M y MCC50C) los muros con el 100% de la cuantía de acero de refuerzo mínima presentaron fallas por compresión diagonal (muro MCC100M) y deslizamiento en la interfase trabe de liga – muro (MCC100C). Todos los muros presentaron agrietamiento previo al ensaye a causa de las contracciones volumétricas del concreto en menor o mayor proporción, siendo el más agrietado el muro MCC100C. En la figura 3.54 se muestra una comparativa del comportamiento global de los cinco muros, en términos del esfuerzo cortante normalizando con  $\sqrt{f_c'}$ . El muro con mayor capacidad de deformación y de carga fue el MCC100M. El muro MCC100C presentó una capacidad de deformación significativamente menor que el MCC100M. El muro MCC50M registró una mayor capacidad de deformación que el MCC50C y que el MCC100C. El muro MCC0M fue el que presentó menor capacidad de carga y de deformación. La rigidez inicial, es decir, desde el comienzo del ensaye hasta el punto de agrietamiento, fue muy similar en todos los muros observándose ligeramente menor en el muro MCC100M debido a la presencia de un mayor número de grietas previas al ensaye.

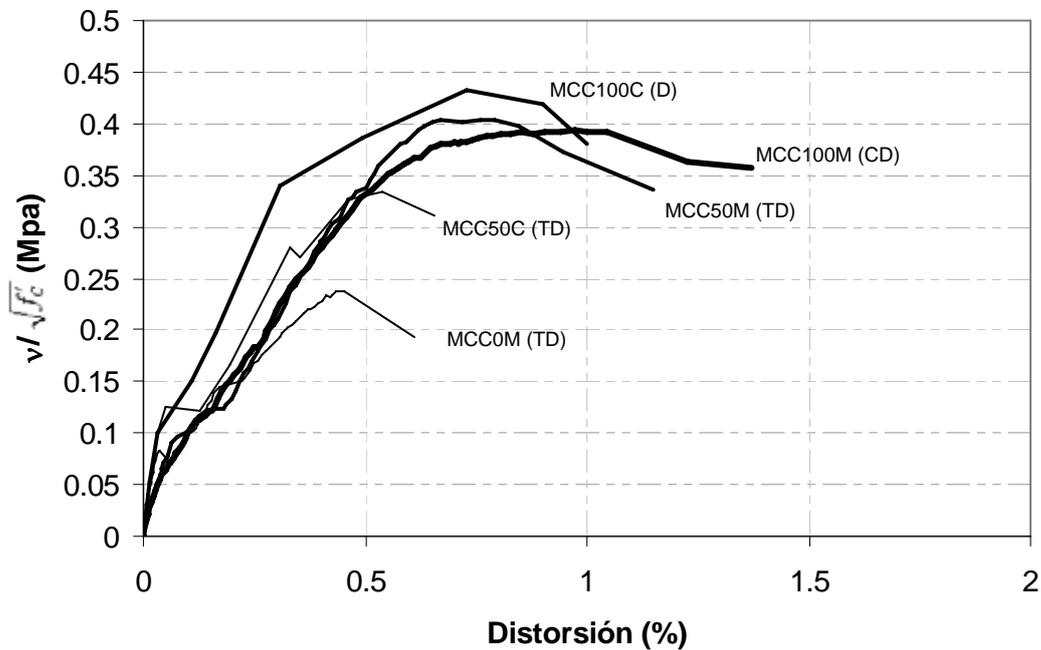


Figura 3.54. Comportamiento global de todos los muros

Se detectó también que la deformación por flexión dominó el comportamiento de todos los muros desde el inicio de los ensayos hasta el punto de agrietamiento y después fue la deformación por cortante la componente mayor de la deformación total.

La tabla 3.6 muestra el cociente entre la carga máxima experimental y la predicción de carga máxima de los modelos estudiados.

**Tabla 3.6. Cocientes de resistencias**

MURO	MODO	$V_{\max}/V_{NTC}$	$V_{\max}/V_{ACI}$	$V_{\max}/V_S$	$V_{\max}/V_{CCA}$
	FALLA				
<b>MCC0M</b>	TD	1.95	2.41	0.88	1.50
<b>MCC50M</b>	TD	1.44	1.77	1.07	1.41
<b>MCC100M</b>	CD	0.89	1.10	0.87	0.94
<b>MCC50C</b>	TD	1.05	1.30	0.81	1.06
<b>MCC100C</b>	D	0.84	1.04	0.96	0.91
<b>PROMEDIO</b>		<b>1.23</b>	<b>1.52</b>	<b>0.92</b>	<b>1.16</b>
<b>DESV. EST.</b>		<b>0.47</b>	<b>0.57</b>	<b>0.10</b>	<b>0.27</b>

Como se observa en la tabla 3.6, la menor desviación estándar la tiene el modelo de Sánchez con un valor de 0.1. La media para ese mismo modelo es de 0.92. Los demás modelos presentaron valores de dispersión entre 0.27 y 0.57 y medias mayores que uno.

## CAPÍTULO 4

### COMPORTAMIENTO DETALLADO

#### 4.1 INTRODUCCIÓN

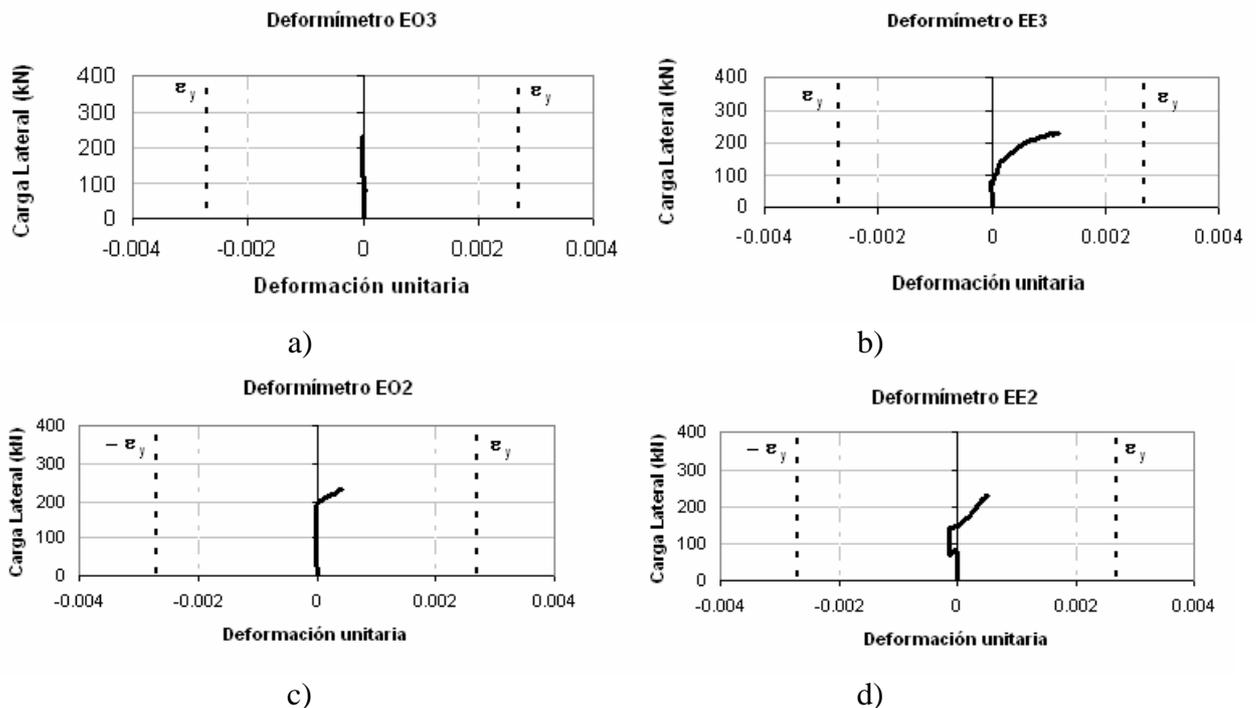
En este capítulo se analiza el comportamiento de los deformímetros adheridos al acero de refuerzo, es decir la información arrojada por la instrumentación interna. Se analiza el nivel de deformación en puntos estratégicos del muro para diferentes estados críticos del mismo, localizando los puntos de posibles fluencias de las barras de acero en el alma del muro. Se trazan diagramas del comportamiento de las barras de acero de refuerzo y se comenta su comportamiento.

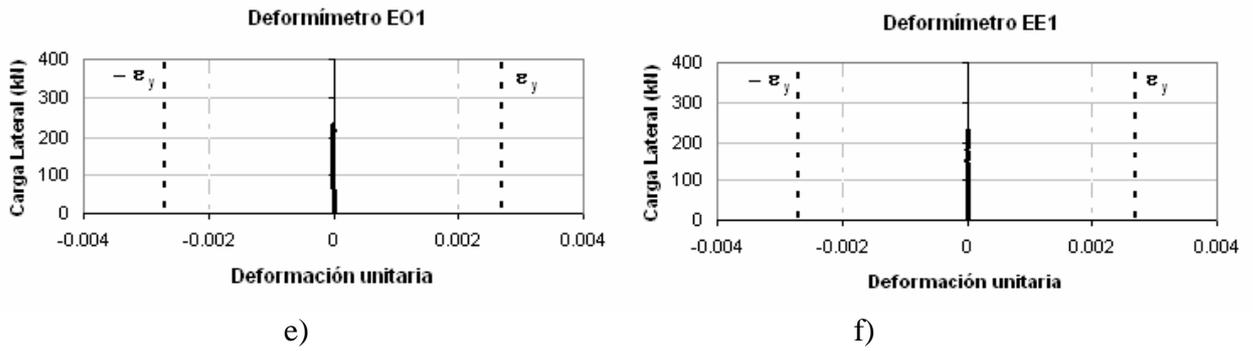
#### 4.2 CONSIDERACIONES SOBRE DEFORMÍMETROS

Tanto el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal como el ACI suponen que en el momento de la falla del muro por tensión diagonal, todo el acero de refuerzo horizontal fluye y lo consideran así en sus expresiones de cálculo. El modelo de Sánchez introduce un factor de eficiencia  $\eta$  en la contribución del acero a la resistencia, como se explicó anteriormente, con el cual se supone que no todo el acero de refuerzo horizontal fluye. A continuación se presenta un análisis del nivel de deformación registrado en las barras de acero para cada muro.

##### 4.2.1 Muro MCC0M

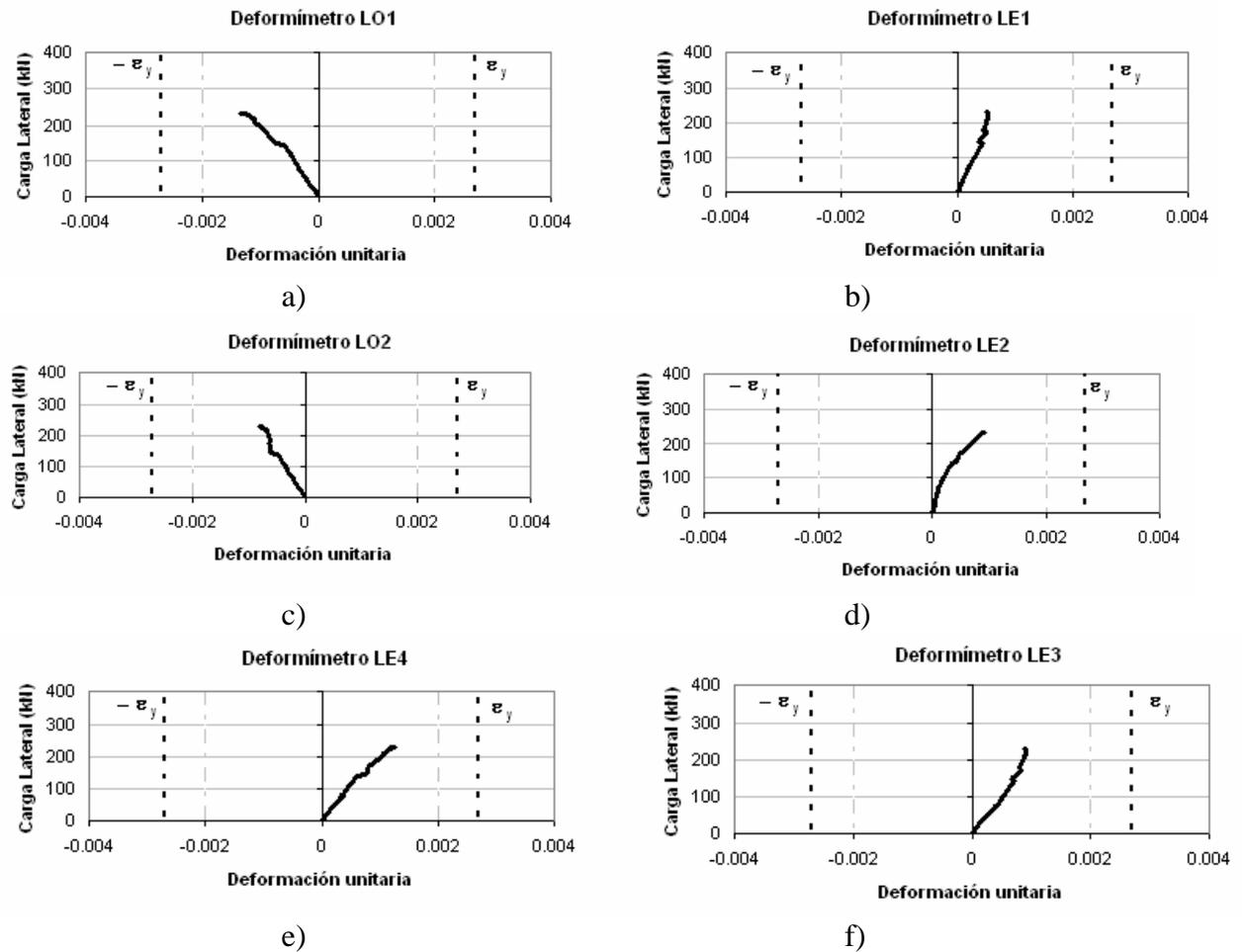
Para el caso del muro MCC0M, sin acero de refuerzo en el alma, se analiza el estado de deformaciones de las barras de refuerzo longitudinal y transversal (estribos) de los elementos extremos con la ubicación que se mostró en el capítulo 2. Las figuras 4.1 y 4.2 muestran las deformaciones unitarias registradas.





**Figura 4.1. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo transversal**

Las líneas punteadas indican la deformación de fluencia del acero  $\epsilon_y = 0.0027$ . En la columna de la derecha, incisos b, d y f de la figura 4.1, se pueden ver las deformaciones unitarias en los estribos del castillo este, siendo los de la columna izquierda los del castillo oeste. Se observa que ninguna de las barras alcanzó la fluencia y algunas de ellas estuvieron sometidas a deformaciones muy pequeñas menores que 0.0015.



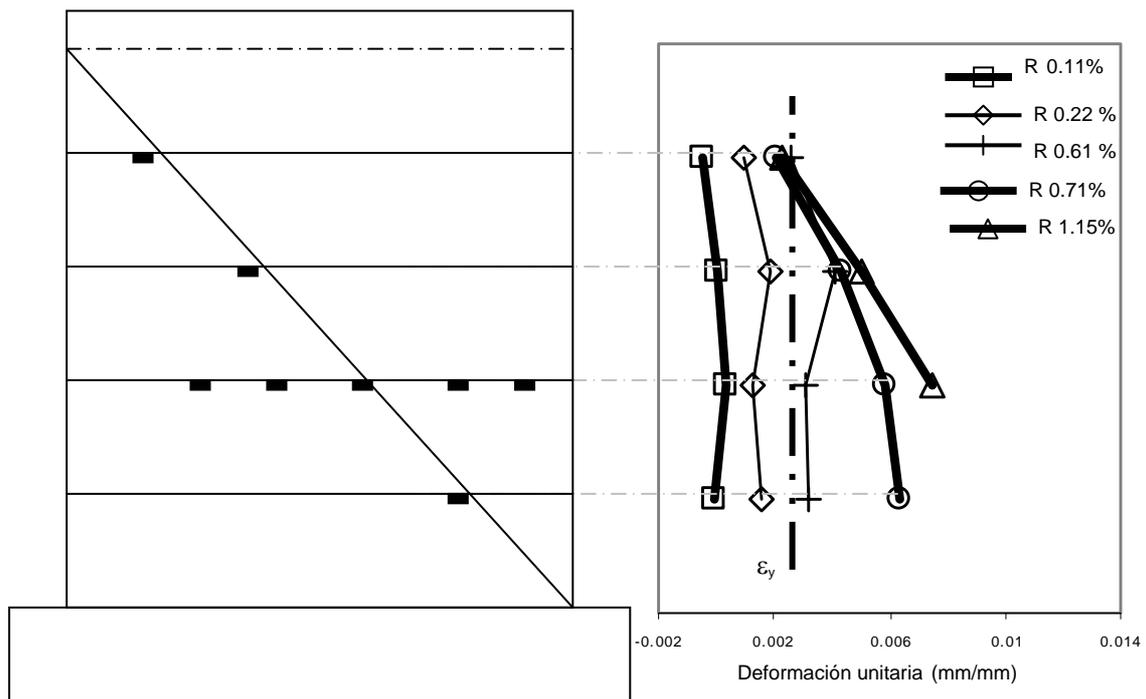
**Figura 4.2. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo longitudinal**

Para el castillo oeste sólo se tuvieron registros en los deformímetros LO1 y LO2, que corresponden a los incisos a y c de la figura 4.2. Al castillo este corresponden los incisos b, d, e y f. Se puede ver como en ninguno de los casos se alcanzó la deformación de fluencia en las barras.

#### 4.2.2 Muro MCC50M

El muro MCC50M tiene el 50% de la cuantía mínima de acero de refuerzo marcada por el reglamento. Se evaluó el estado de deformación en las barras para los puntos críticos, agrietamiento, máximo y último, con el fin de observar como se distribuyen los esfuerzos en el acero de refuerzo en el alma de los muros. También se evaluó el perfil de deformación para otros puntos intermedios entre los críticos para poder observar la secuencia de deformaciones.

En la figura 4.3 se observan los perfiles de deformación para los deformímetros ubicados en las barras de refuerzo horizontal. Los deformímetros se localizan en las barras de refuerzo horizontal con la configuración que se presentó en el capítulo 2. Las distancias a las que se encuentran los deformímetros respecto a la base del muro son 0.5, 1, 1.5 y 2 m. La deformación de fluencia del acero ( $\epsilon_y$ ) de acuerdo con tabla 2.1 fue de 0.0027 para las barras del # 3, la cual se encuentra señalada con línea punteada en las gráficas.

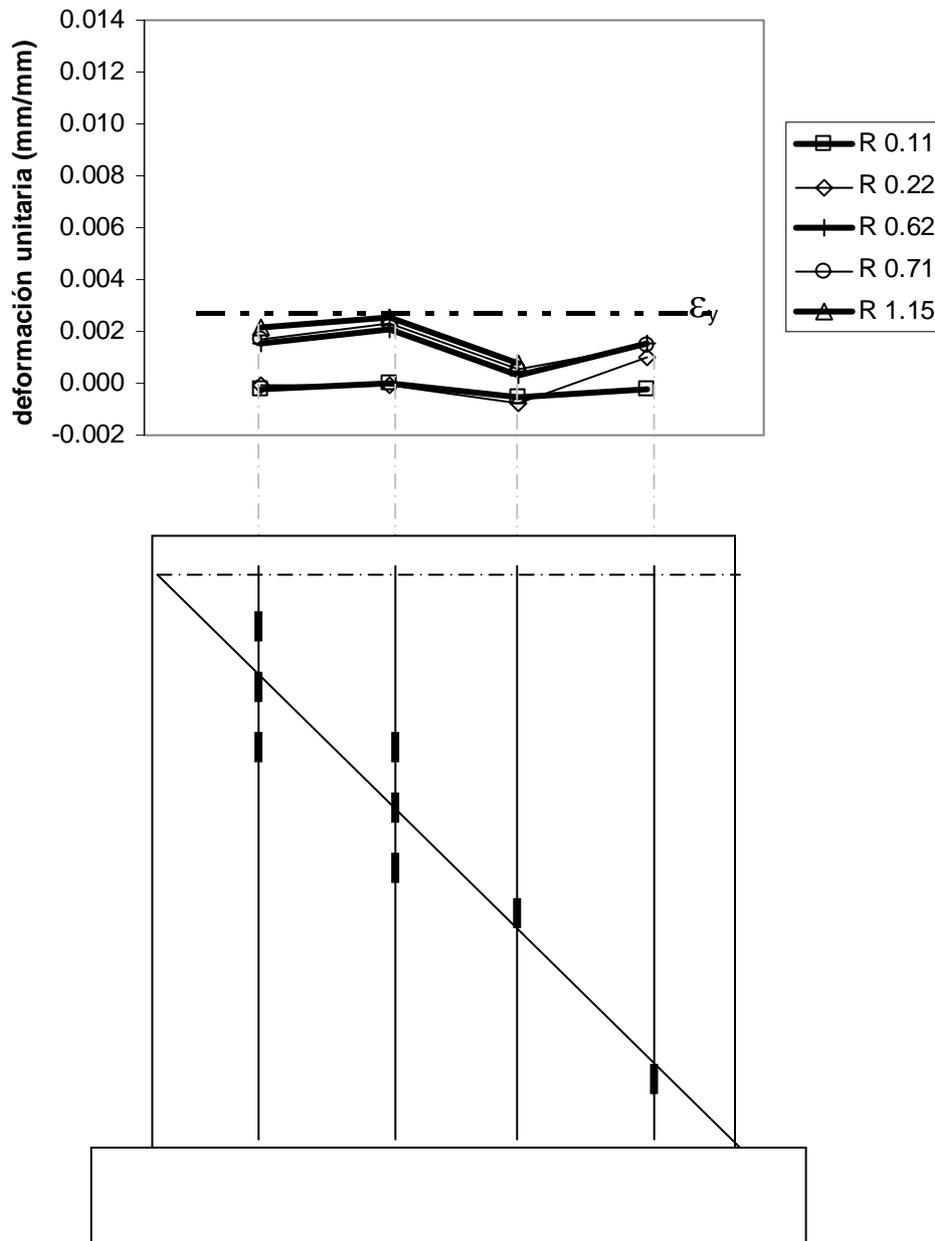


**Figura 4.3. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo horizontal en muro MCC50M**

Cuando se alcanzó la carga máxima (R 0.71%), se había presentado fluencia en casi todas las barras de refuerzo horizontal exceptuando la más cercana a la losa a 2 metros de altura aproximadamente. Lo anterior representa un 75% de fluencia en las barras en el momento en el que se presentó la carga máxima. Se puede ver también que

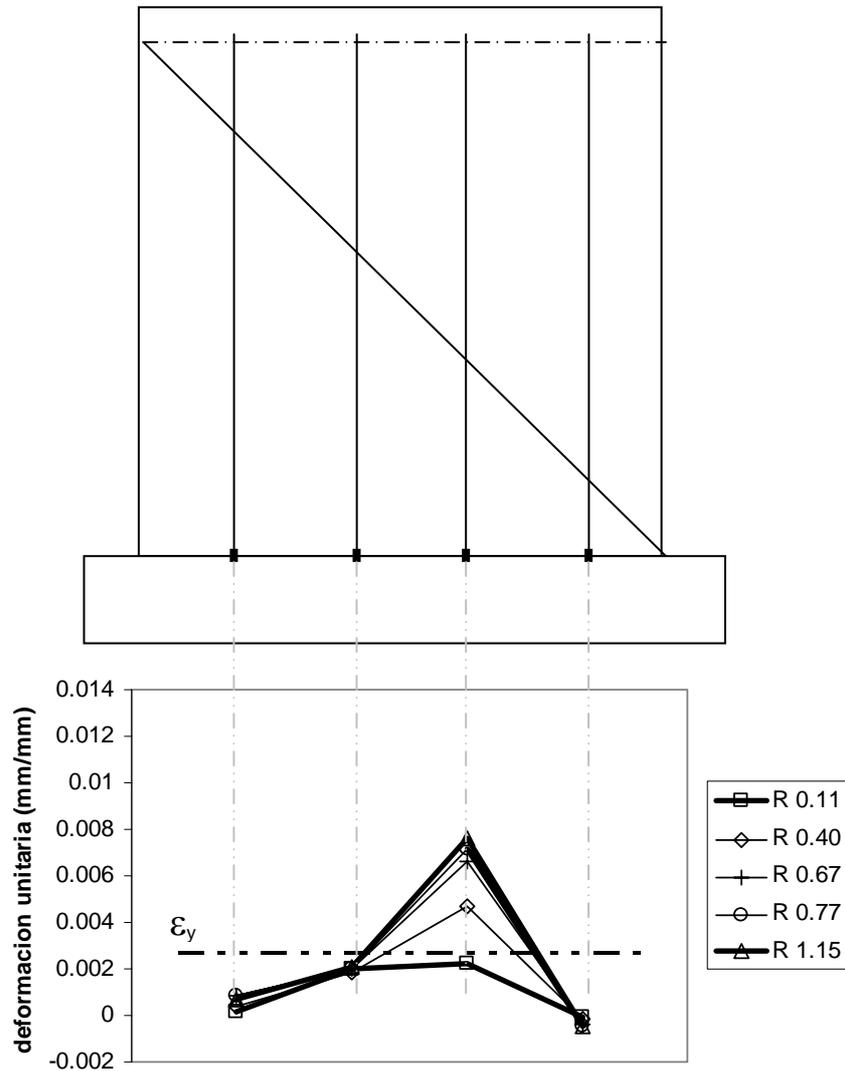
para el punto de agrietamiento (R 0.11%), ninguna de las barras de refuerzo horizontal presenta fluencias y las deformaciones se encuentran muy por debajo de la fluencia.

Para el caso del refuerzo vertical, se muestra en la figura 4.4 el perfil de deformación para diferentes niveles de distorsión en el ensaye y se puede observar que ninguna barra alcanzó la deformación de fluencia.



**Figura 4.4. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en muro MCC50M**

En el caso de las deformaciones unitarias registradas en las barras de refuerzo vertical en la base del muro, se observa que la barra ubicada a 1.45 m respecto al extremo este, alcanzó la fluencia poco después del punto de agrietamiento. Las demás barras ubicadas a 0.45, 0.95 y 1.95 m no alcanzaron la deformación de fluencia. Lo anterior se puede ver en la figura 4.5.



**Figura 4.5. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo en la base del muro MCC50M**

### 4.2.3 Muro MCC100M

El muro MCC100M se armó con el 100% de la cuantía mínima de acero de refuerzo marcada por el reglamento. Se evaluó, al igual que para todos los muros, el estado de deformación en las barras para los puntos críticos, agrietamiento (R 0.16%), máximo (R 0.84%) y último (R 1.37%). También se evaluó el perfil de deformación para puntos intermedios entre los críticos para poder observar la secuencia de deformaciones.

Los deformímetros se localizan en las barras de refuerzo horizontal con la configuración que se presentó en el capítulo 2. Las distancias aproximadas a las que se encuentran los deformímetros respecto a la base del muro son 0.38, 0.63, 0.88, 1.13, 1.38, 1.63, 1.88 y 2.13 m. La deformación de fluencia del acero de acuerdo a las pruebas realizadas fue de 0.0027.

El muro MCC100M presentó, como se mencionó en el capítulo anterior, un tipo de falla por compresión diagonal.

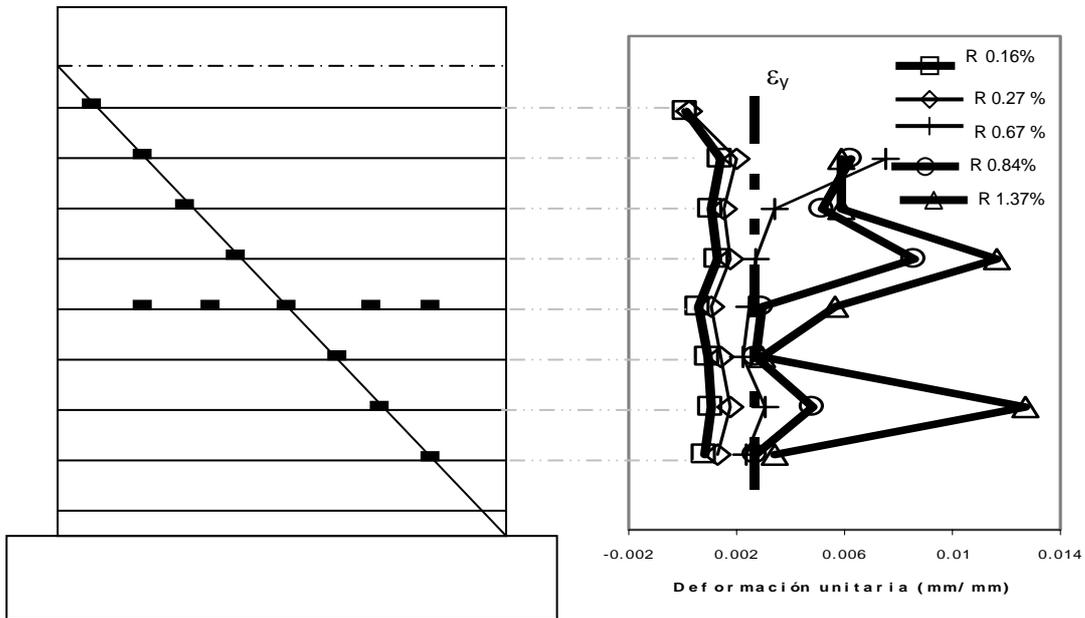


Figura 4.6. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo horizontal en muro MCC100M

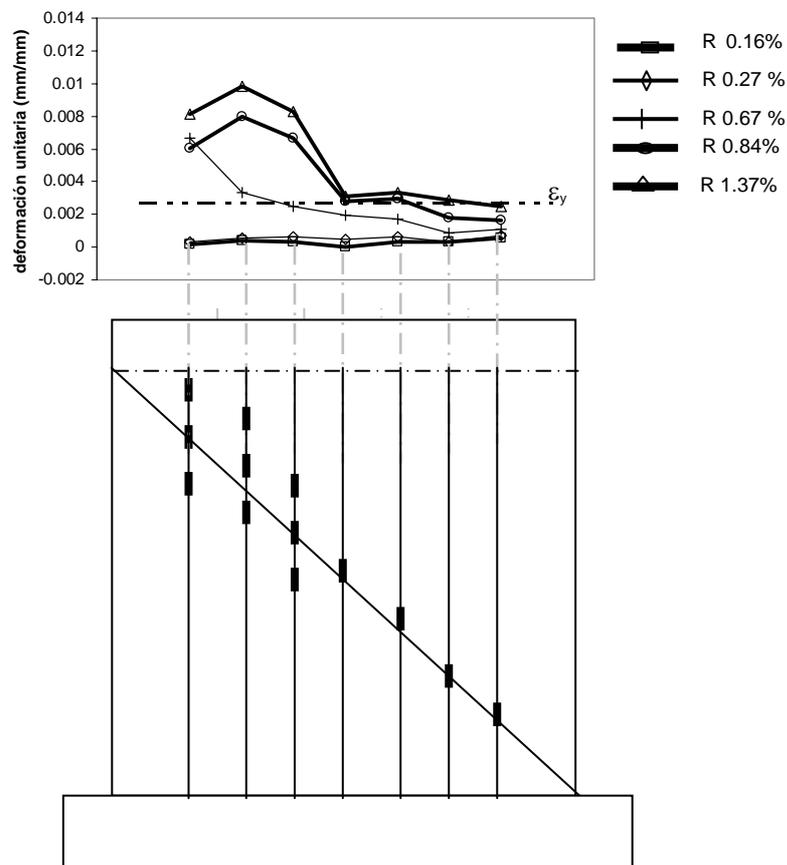


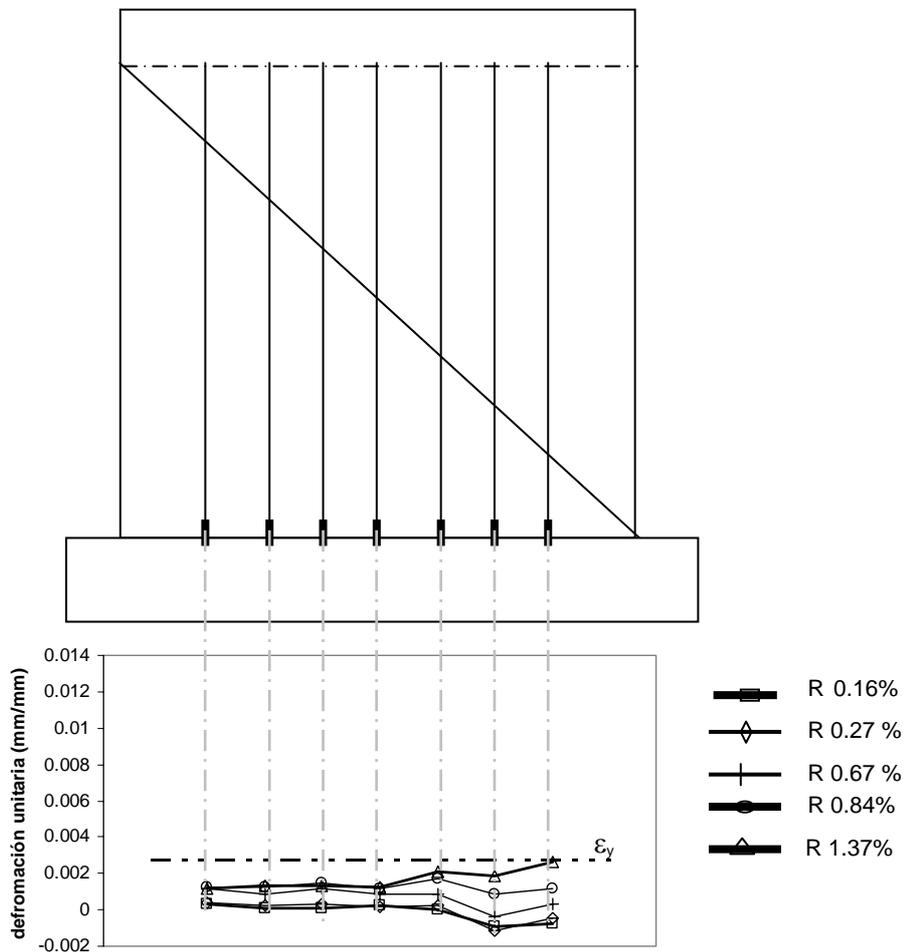
Figura 4.7. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en muro MCC100M

En la figura 4.6 se observa que todas las barras excepto una, presentaron deformaciones mayores a las de fluencia en el momento en el que se alcanzó la carga máxima. Lo anterior implica que el 88% del acero de refuerzo horizontal presentó fluencia al momento en que se alcanzó la carga máxima.

Cuando se presentó el punto de agrietamiento las deformaciones en las barras todavía estaban muy por debajo de la deformación de fluencia y presentaban valores muy parecidos.

En la figura 4.7 se observa el perfil de deformaciones unitarias de las barras de acero de refuerzo vertical y se puede ver que las barras localizadas cerca del extremo este del muro presentaron deformaciones mayores que las cercanas al extremo oeste del mismo. Previo a la presencia de la carga máxima, las barras cercanas al extremo este habían registrado deformaciones unitarias mayores a las de fluencia.

La figura 4.8 muestra la distribución de deformaciones unitarias en el muro registradas por los instrumentos que se colocaron en la base del muro.



**Figura 4.8. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo en la base del muro MCC100M**

En cuanto a las deformaciones unitarias en las barras de acero de refuerzo vertical en la base del muro no se registraron deformaciones unitarias superiores a la de fluencia.

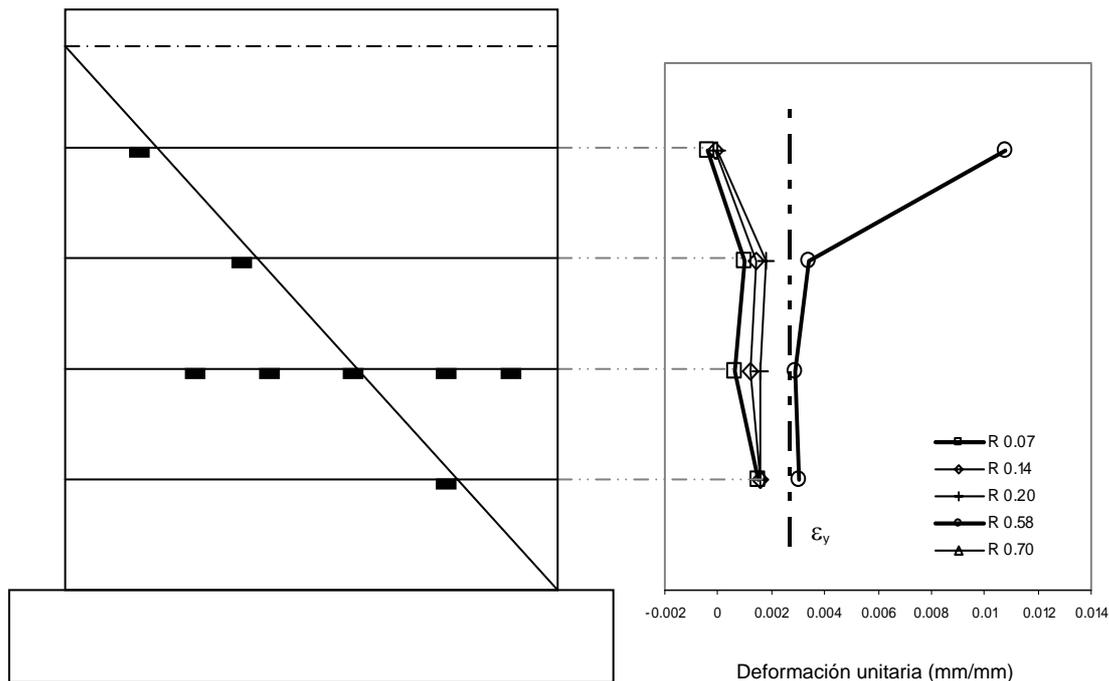
En el caso de los muros ensayados cíclicamente, para las deformaciones del acero de refuerzo horizontal y vertical, se analizaron las deformaciones en las dos diagonales por separado.

#### 4.2.4 Muro MCC50C

El muro MCC50C con el 50% de la cuantía mínima de acero de refuerzo que señala el reglamento fue ensayado bajo carga cíclica reversible. Se evaluó, al igual que para todos los muros, el estado de deformación en las barras para los puntos críticos, agrietamiento (R 0.07%), máximo (R 0.58%) y último (R 0.70%). También se evaluó el perfil de deformación para puntos intermedios entre los críticos para poder observar la secuencia de deformaciones.

Los deformímetros se localizan en las barras de refuerzo horizontal con la configuración que se presentó en el capítulo 2 y se señalan como rectángulos oscuros en la figura 4.9. Las distancias aproximadas a las que se encuentran los deformímetros respecto a la base del muro son 0.5, 1, 1.5 y 2m. La deformación de fluencia del acero de acuerdo a las pruebas realizadas fue de 0.0027.

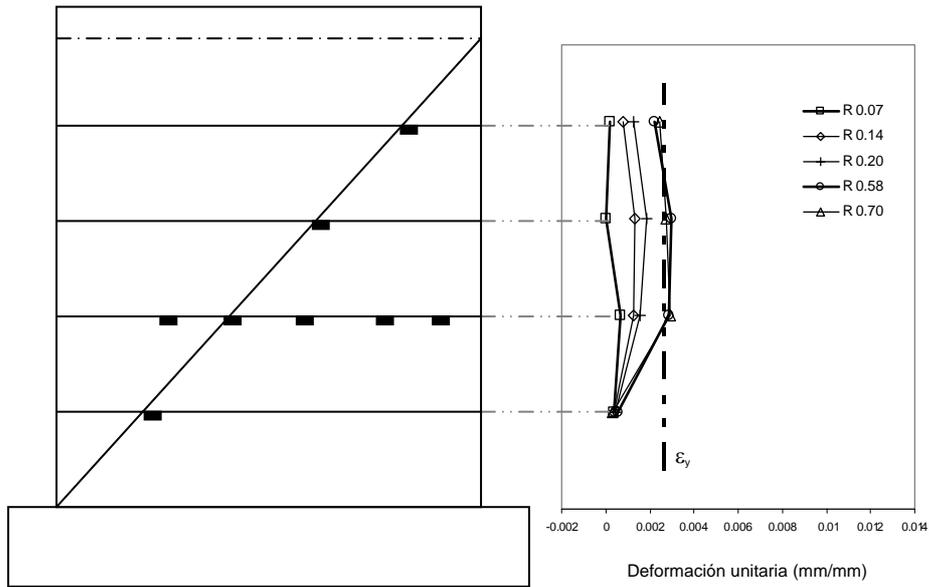
El tipo de falla que presentó el muro MCC50C fue, como se esperaba, por corte en tensión diagonal.



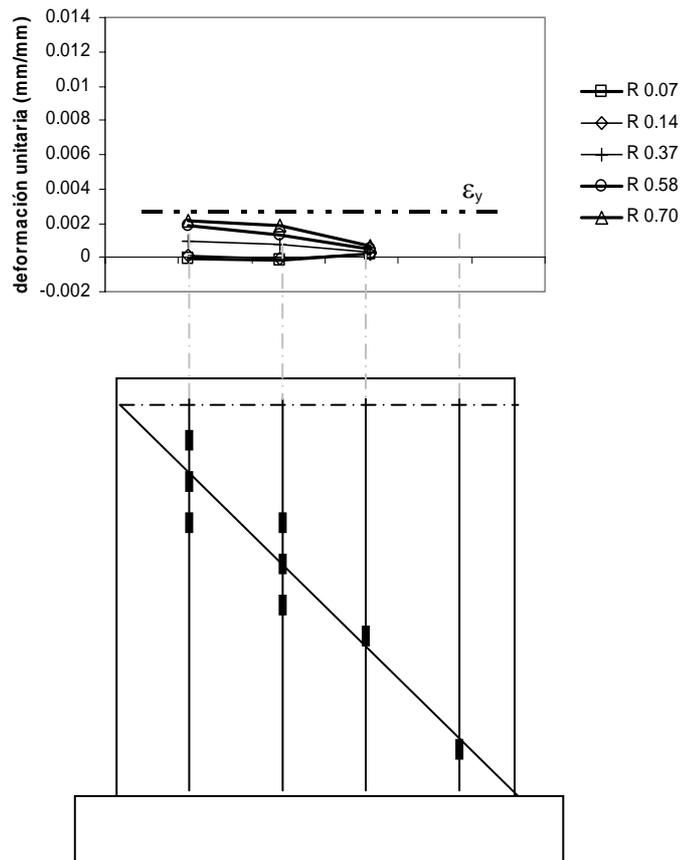
**Figura 4.9. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo horizontal en muro MCC50C (diagonal 1)**

La figura 4.9 muestra que en el momento en el que se presentó la carga máxima, las barras ubicadas a 0.5 y a 1 m presentaron deformaciones unitarias mayores a las de fluencia y las otras dos restantes no lo hicieron. Lo anterior significa que el 50% de las barras de acero de refuerzo horizontal alcanzaron la fluencia en esa diagonal.

Sobre la diagonal 2 se presentan las deformaciones en la figura 4.9.1.



**Figura 4.9.1. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo horizontal en muro MCC50C (diagonal 2)**

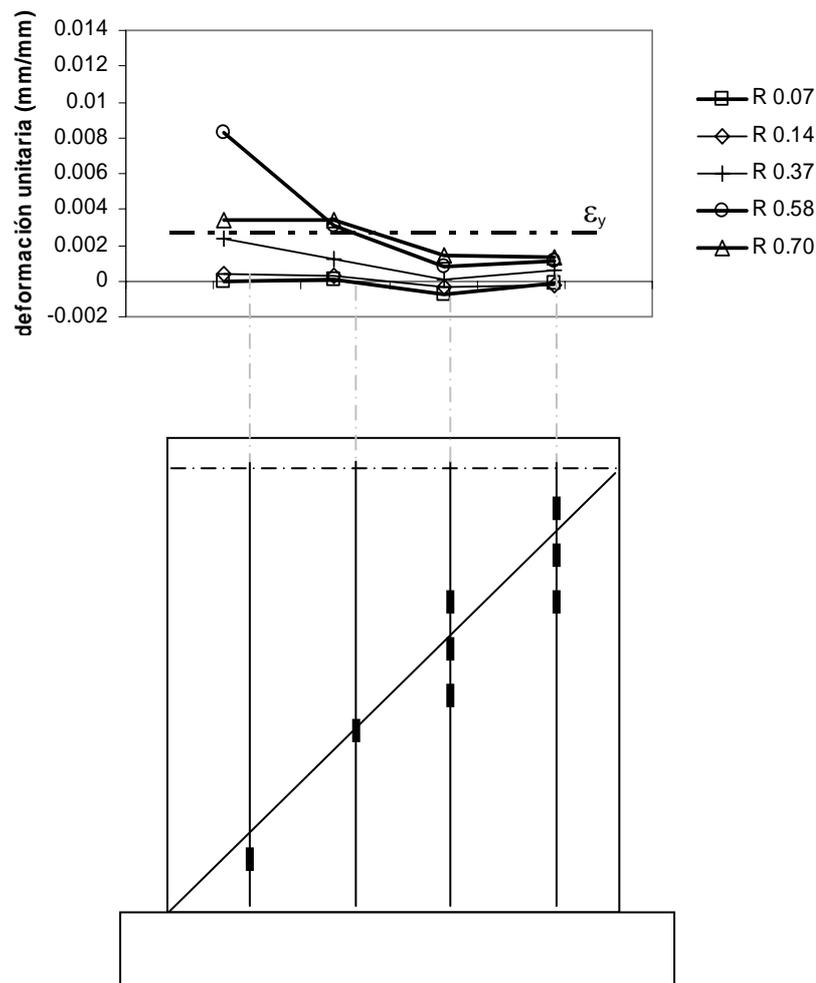


**Figura 4.10. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en muro MCC50C (diagonal 1)**

Al comparar las figuras 4.9 y 4.9.1 se puede ver una diferencia en la deformación unitaria de las barras horizontales.

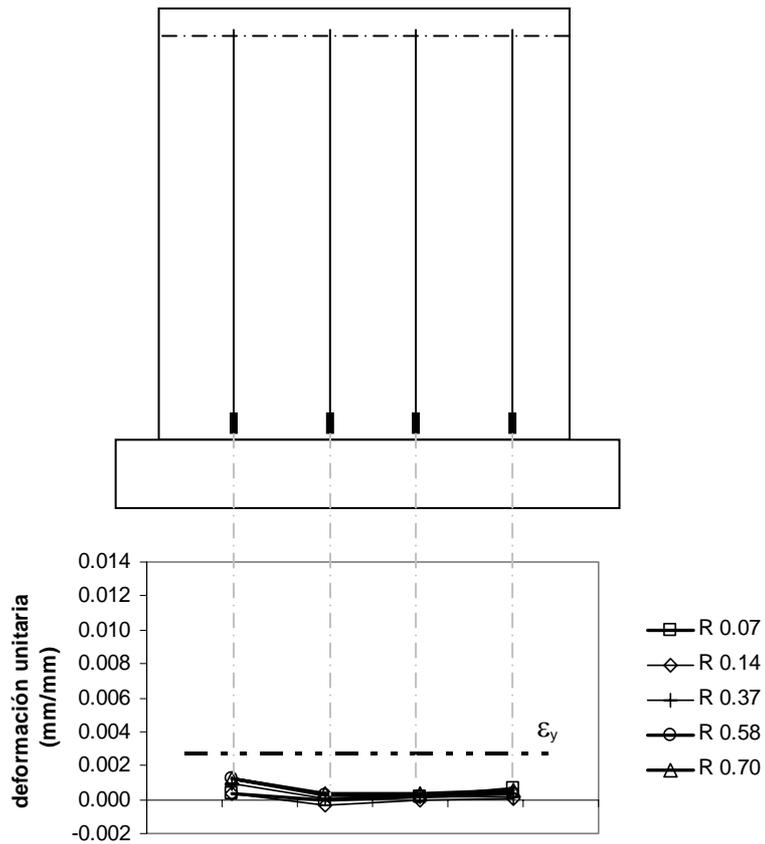
Como ya se comentó, para las deformaciones del acero de refuerzo vertical también se analizaron las dos diagonales. En el caso de las deformaciones unitarias del acero de refuerzo vertical para la diagonal 1, que se puede ver en la figura 4.10, ninguno de los instrumentos registró deformaciones superiores a la de fluencia.

El estado de deformaciones registradas en los instrumentos de la diagonal 2 para las barras de refuerzo vertical se muestra en la figura 4.10



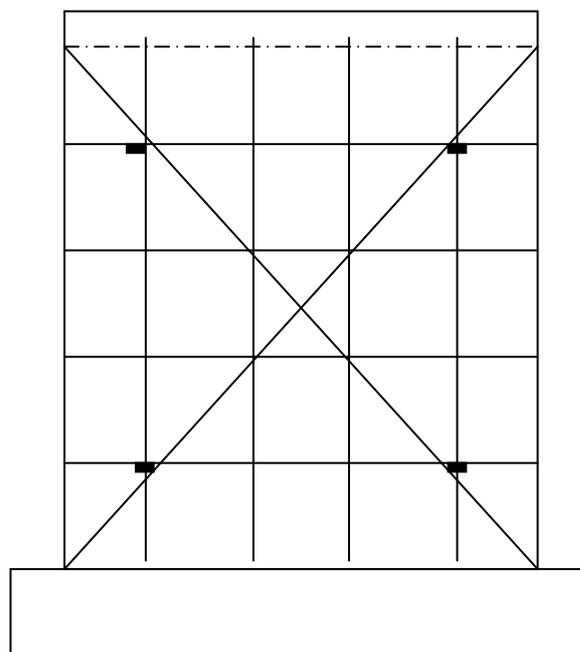
**Figura 4.10.1. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en muro MCC50C (diagonal 2)**

En el caso de las barras verticales a nivel de la base del muro, las deformaciones unitarias alcanzadas estuvieron por debajo de la deformación de fluencia y por consiguiente las barras no presentaron fluencias en esos puntos. En la figura 4.11 se puede observar el comportamiento.

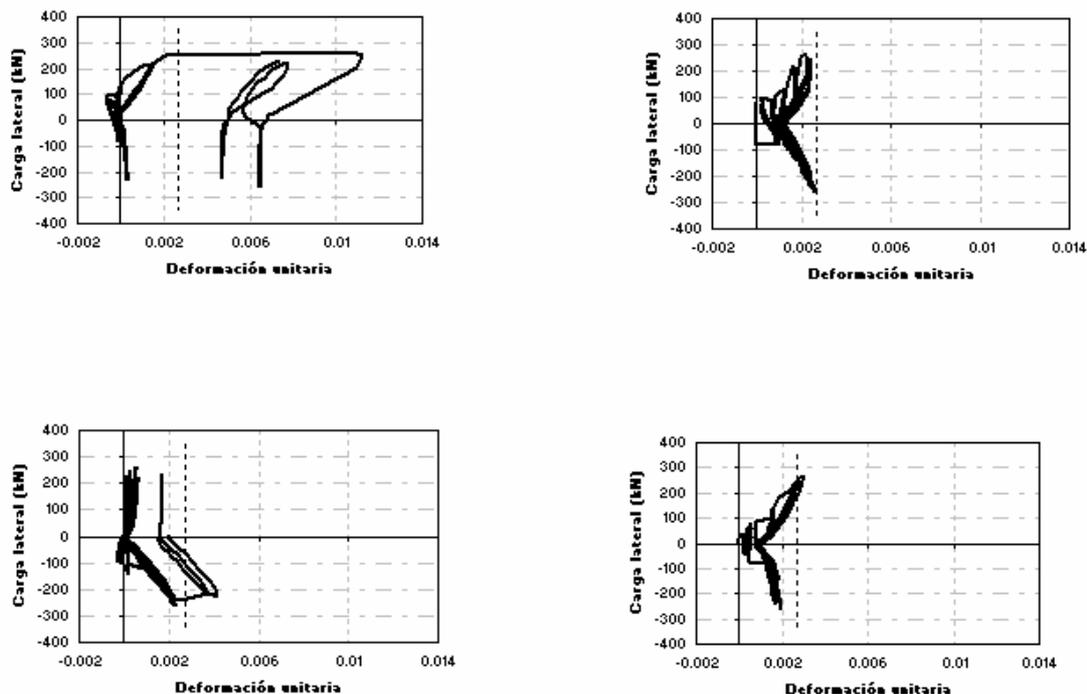


**Figura 4.11. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en la base del muro MCC50C**

En las figuras 4.12 y 4.13 se muestran las curvas carga – deformación de algunos deformímetros y su ubicación en el muro.



**Figura 4.12. Ubicación de deformímetros para graficar comportamiento en muro MCC50C**



*Figura 4.13. Comportamiento de deformímetros en muro MCC50C*

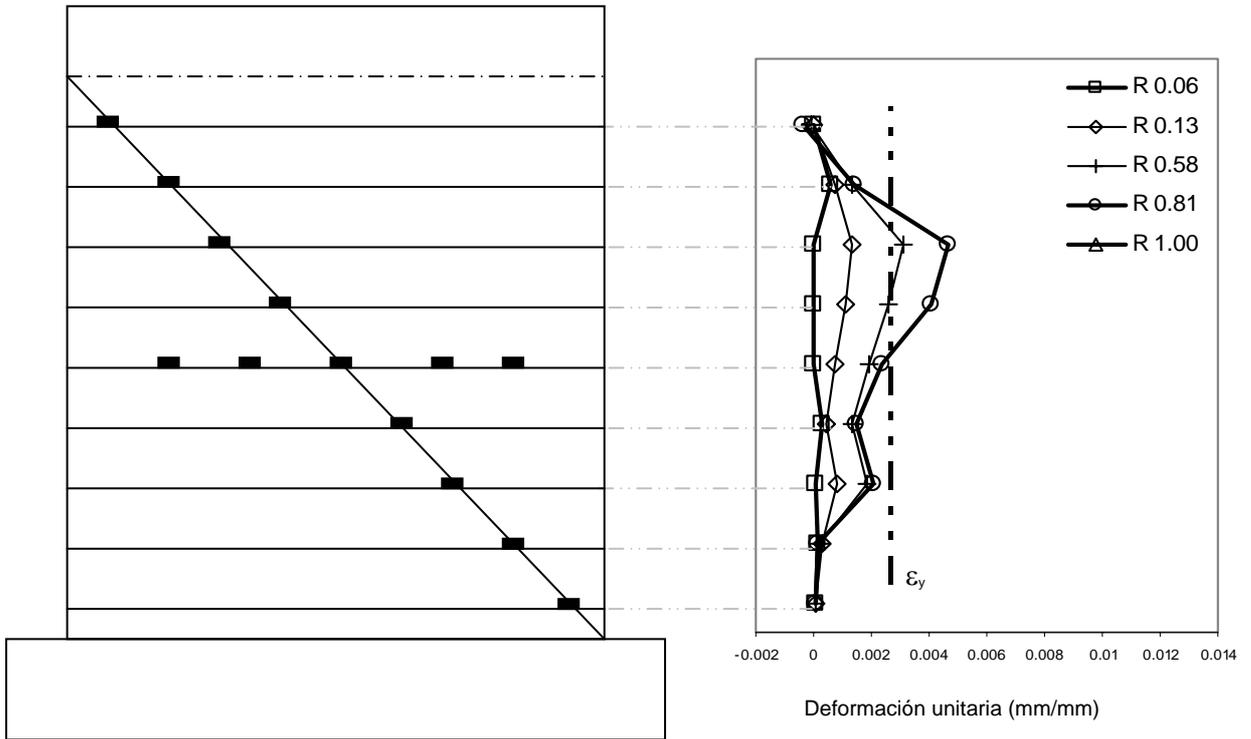
#### 4.2.5 Muro MCC100C

El muro MCC100C armado con el 100% de la cuantía mínima de acero de refuerzo que señala el reglamento fue ensayado bajo carga cíclica reversible.

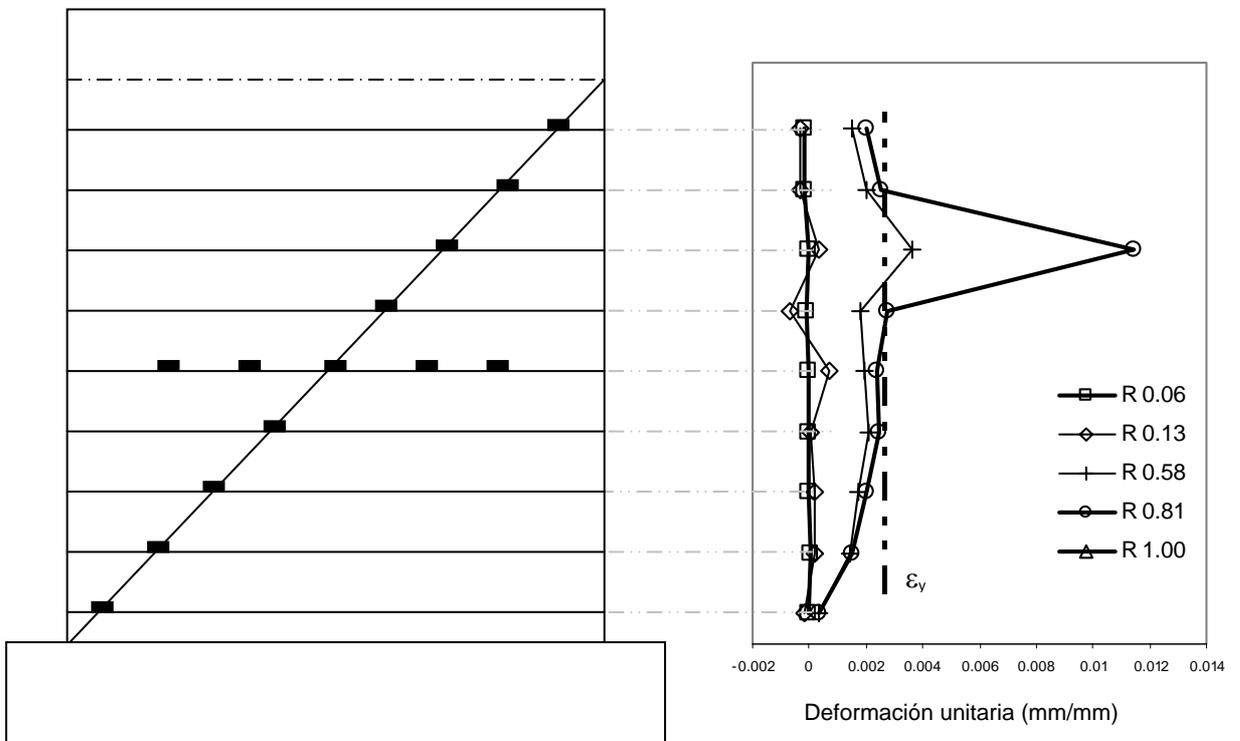
Los deformímetros se localizan en las barras de refuerzo horizontal con la configuración que se presentó en el capítulo 2 y se observa en las figuras 4.14 y 4.14.1. Las distancias aproximadas a las que se encuentran los deformímetros respecto a la base del muro son 0.38, 0.63, 0.88, 1.13, 1.38, 1.63, 1.88 y 2.13 m. La deformación de fluencia del acero de acuerdo a las pruebas realizadas fue de 0.0027.

El tipo de falla que presentó el muro MCC100C fue por deslizamiento en la interfase trabe de liga – muro.

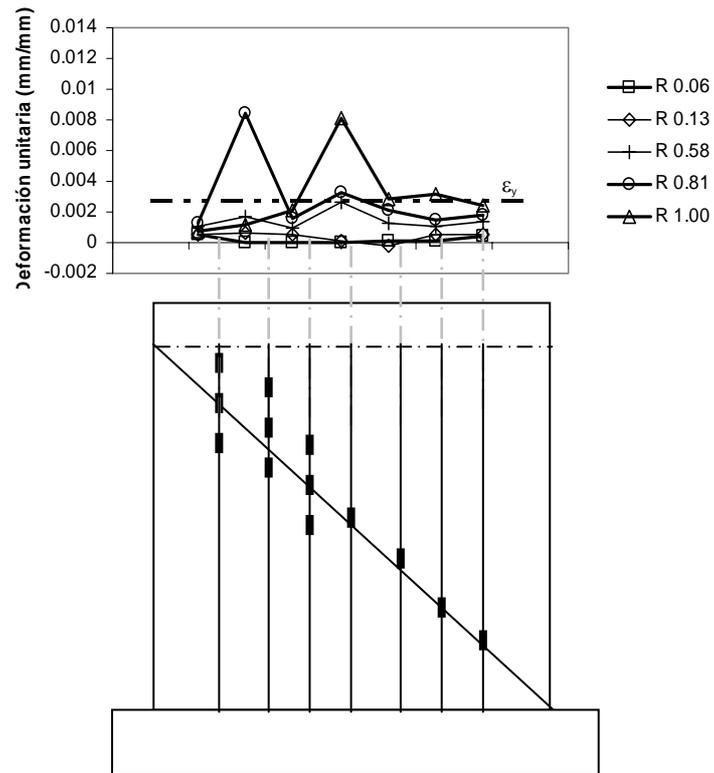
De la figura 4.14 se puede observar que solamente en dos barras se registraron deformaciones unitarias mayores a la de fluencia al momento en el que se presentó la carga máxima (R 0.81%), lo cual representa 25% del total del acero de refuerzo horizontal. Se puede ver también que la barra ubicada a 1.63 m de altura respecto a la base del muro es la que presentó mayores niveles de deformación después de que se presentó el punto de agrietamiento (R 0.06%). El estado de deformaciones para la diagonal dos se muestra en la figura 4.14.1. Para la diagonal dos se observa una distribución de deformaciones muy similar a la distribución de la diagonal uno. Se registraron también deformaciones superiores a las de fluencia, al momento en que se presentó la carga máxima, en dos barras. Al igual que en los deformímetros colocados sobre la diagonal uno, las deformaciones mas grandes se registraron en la tercer barra de arriba hacia abajo.



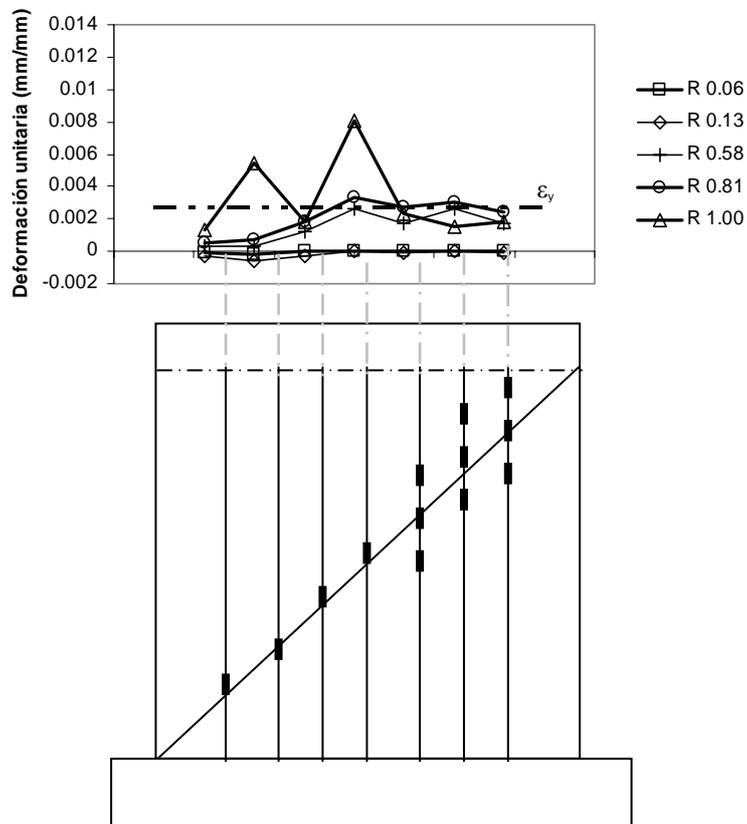
**Figura 4.14. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo horizontal en muro MCC100C (diagonal 1)**



**Figura 4.14.1. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo horizontal en muro MCC100C (diagonal 2)**

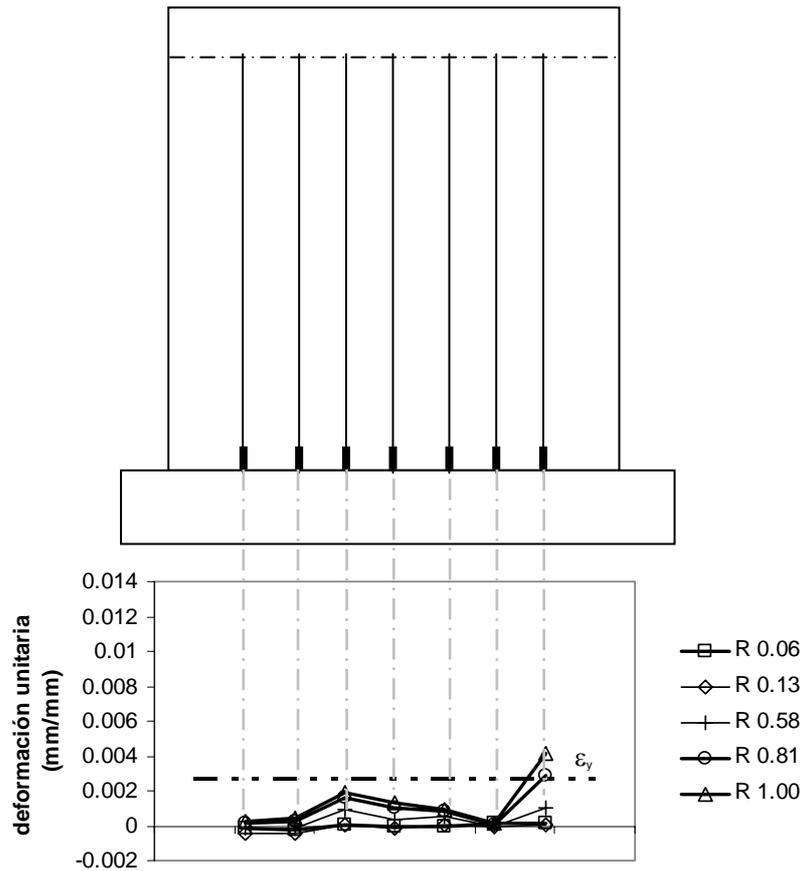


**Figura 4.15. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en muro MCC100C (diagonal 1)**

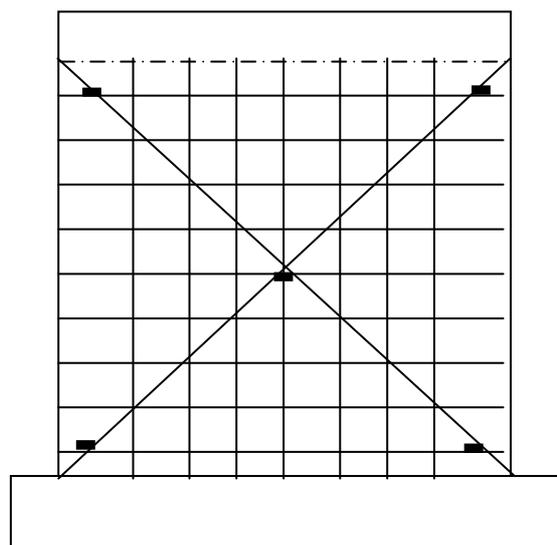


**Figura 4.15.1. Deformaciones unitarias en acero de refuerzo vertical en muro MCC100C (diagonal 2)**

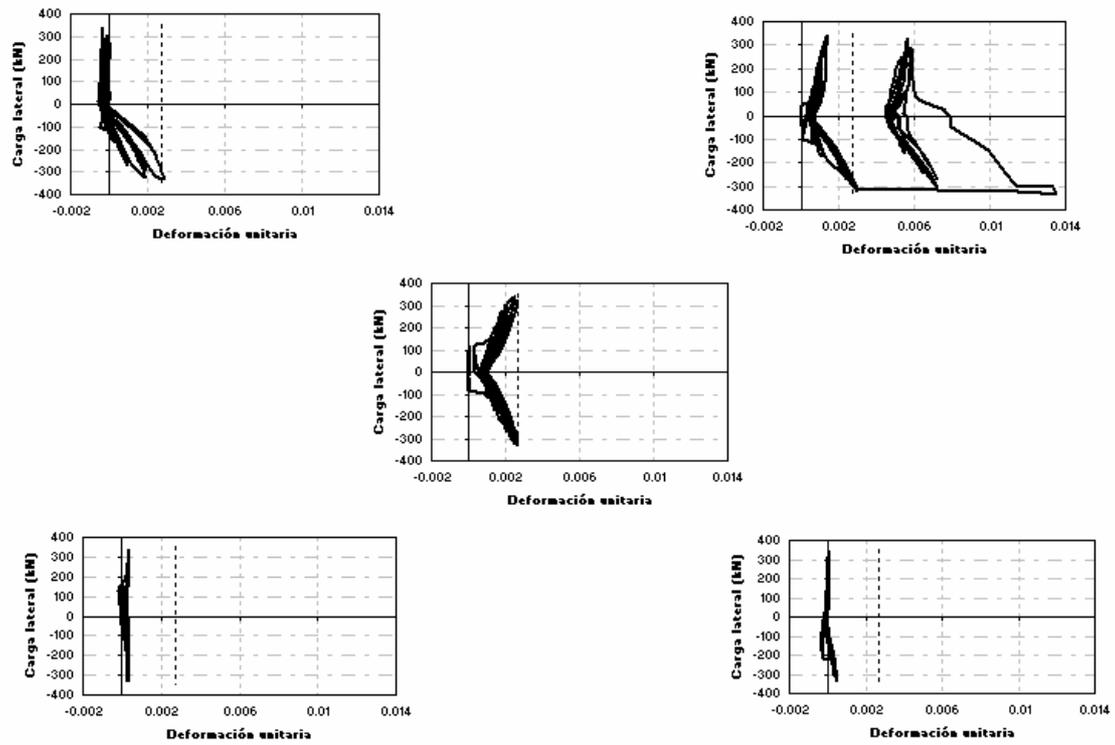
Para el caso de las deformaciones unitarias del acero de refuerzo vertical, se puede ver en las figuras 4.15 y 4.15.1 que se alcanza la fluencia para el punto de carga máxima en una de las barras de refuerzo, presentándose para el punto de agrietamiento deformaciones muy pequeñas. Finalmente para el acero de refuerzo vertical instrumentado en la base del muro no se presentaron deformaciones unitarias superiores a la de fluencia al momento de la carga máxima (ver figura 4.16).



**Figura 4.16.** Deformaciones unitarias en acero de refuerzo en la base del muro MCC100C



**Figura 4.17.** Ubicación de deformímetros para graficar comportamiento en muro MCC100C



*Figura 4.18. Comportamiento deformímetros*

## CAPÍTULO 5

### ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

#### 5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se analizan los resultados obtenidos de los ensayos de los cinco modelos descritos anteriormente y se hace una revisión de los mismos en términos de resistencia, rigidez, capacidad de deformación y ductilidad. Se comparan los resultados obtenidos en los muros ensayados cíclicamente con los ensayados en forma monótona, teniendo en cuenta los reglamentos utilizados en este trabajo.

#### 5.2 RESISTENCIA

El estudio de la resistencia es importante debido a que una estructura se debe diseñar para resistir las solicitaciones de carga a las que estará sometida. Generalmente la resistencia de una estructura se asocia a la carga máxima que ésta puede soportar. Dada la diferencia entre los valores de  $f'_c$  para los muros ensayados monótonamente y los ensayados cíclicamente, se factorizó el esfuerzo cortante entre  $\sqrt{f'_c}$  para poder comparar las resistencias de los muros. En la figura 5.1, se presenta una comparativa de los cinco muros estudiados en este trabajo. Para los muros ensayados cíclicamente se presenta la envolvente de los ciclos positivos.

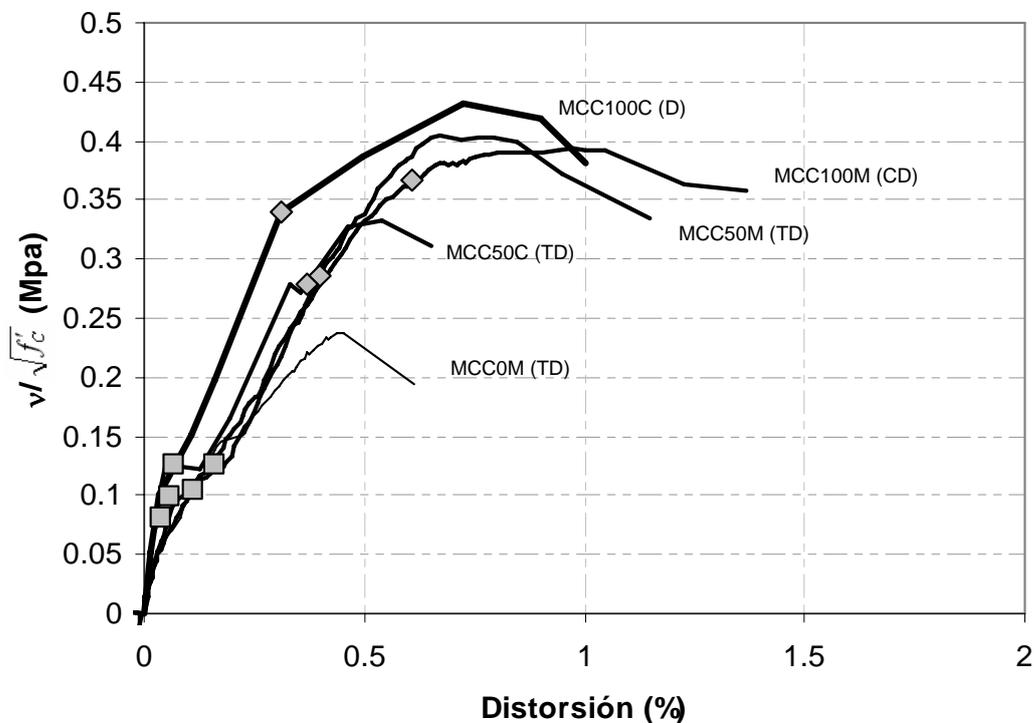


Figura 5.1. Curvas esfuerzo cortante normalizado – distorsión total para los cinco muros ensayados

El muro que presentó mayor capacidad de carga fue el ensayado cíclicamente con el 100% de la cuantía mínima, es decir MCC100C. El muro MCC50M y el MCC100M presentaron capacidades de carga muy similares y menores a la del muro MCC100C. El muro MCC0M presentó una carga de aproximadamente el 50% de la registrada para el muro MCC100C. En la figura 5.1 se señalan los puntos de agrietamiento y de fluencia. El punto de agrietamiento se define como aquel en el que el muro presenta un agrietamiento diagonal importante, ocasionando una reducción notable en la rigidez lateral del mismo. Aunque no todos los muros tuvieron un tipo de falla por tensión diagonal, sí registraron agrietamientos diagonales importantes; por lo tanto, la definición de punto de agrietamiento se aplica para todos los muros. El punto de fluencia se determinó, analizando las deformaciones en las barras de refuerzo horizontal, como aquel en el que se registró la primera fluencia. El tipo de ensaye, monótono o cíclico influyó en la capacidad de carga registrada de los muros.

En la tabla 5.1 se presenta el resumen de los valores de carga de agrietamiento, carga de primera fluencia, carga máxima y carga última para los cinco muros.

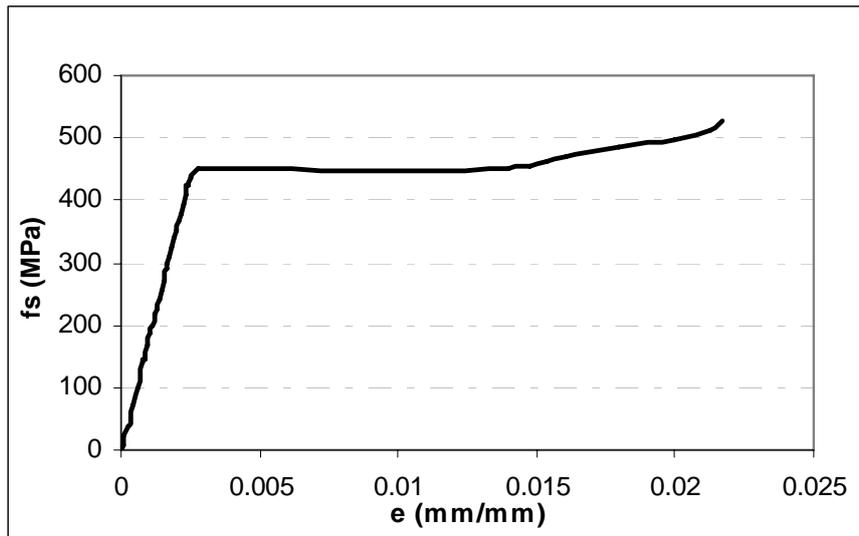
**Tabla 5.1. Resumen de valores críticos de muros**

MURO	$V_{agr}$	$R_{agr}$	$V_y$	$R_y$	$V_{max}$	$R_{max}$	$V_{ult}$	$R_{ult}$	MODO DE FALLA
	kN	(%)	kN	(%)	kN	(%)	kN	(%)	
<b>MCC0M</b>	79	0.04	N/A	N/A	229	0.47	184	0.63	TD
<b>MCC50M</b>	100	0.11	276	0.4	389	0.71	324	1.15	TD
<b>MCC100M</b>	121	0.16	354	0.61	378	0.84	343	1.37	CD
<b>MCC50C</b>	99	0.07	220	0.37	262	0.58	245	0.70	TD
<b>MCC100C</b>	78	0.06	268	0.31	339	0.81	300	1.00	D

Los muros armados con el 50% de la cuantía mínima presentaron puntos de fluencia para niveles de carga y distorsión muy parecidos.

### 5.2.1. Contribución del acero de refuerzo en el alma

Para determinar experimentalmente la contribución del acero de refuerzo en el alma de los muros, se colocaron deformímetros cercanos a las diagonales principales para medir las deformaciones. Con ayuda de la curva esfuerzo – deformación del acero se calcularon los esfuerzos correspondientes. Promediando los esfuerzos de cada barra, se obtuvo la fracción del esfuerzo de fluencia que colaboró a la resistencia. La curva esfuerzo deformación de las barras de refuerzo se obtuvo como el promedio de las curvas esfuerzo – deformación de las probetas ensayadas y se muestra en la figura 5.2. Los valores de esfuerzo de fluencia y deformación de fluencia son los que se presentan en la tabla 2.1 del capítulo 2.



**Figura 5.2. Curva esfuerzo deformación de barras de acero de refuerzo**

Los valores considerados de esfuerzo de fluencia y deformación de fluencia fueron de 458 MPa (4667 kg/cm<sup>2</sup>) y 0.0027 respectivamente.

En la tabla 5.2 se presentan los valores de esfuerzo promedio para cada muro para el refuerzo horizontal y vertical (columnas 2 y 3). Las columnas 4 y 5 representan el cociente entre el esfuerzo promedio y el esfuerzo de fluencia.

**Tabla 5.2. Esfuerzos promedio en refuerzo vertical y horizontal del alma**

MURO	$f_{sh}$	$f_{sv}$	$F_H$	$F_V$	MODO FALLA
	MPa	MPa			
MCC50M	435	239	0.95	0.52	TD
MCC100M	456	206	1.00	0.45	CD
MCC50C	413	265	0.90	0.58	TD
MCC100C	218	335	0.48	0.73	D

Los factores  $F_H$  y  $F_V$  son factores de eficiencia del acero de refuerzo horizontal y vertical en el alma respectivamente. En el modelo de Sánchez de falla por cortante en tensión diagonal los factores  $F_H$  tienen el valor de 1, para los muros MCC50M y MCC50C, los valores experimentales fueron de 0.95 y 0.90 respectivamente. El factor de eficiencia del acero de refuerzo horizontal en el muro MCC100M (falla por compresión diagonal) fue de 1.0, en el muro MCC100C (falla por deslizamiento) resultó ser 0.48. Es evidente que el tipo de falla tiene mucho que ver en los valores de eficiencia del acero de refuerzo horizontal.

En cuanto a los factores de eficiencia del acero de refuerzo vertical, se observa que para los muros con cuantías del 50% de la mínima, los cuales presentaron falla por tensión diagonal, los valores son muy parecidos (0.52 y 0.58). En el muro MCC100M que presentó falla por compresión diagonal, se obtuvo el valor mas bajo de eficiencia del acero de refuerzo vertical (fue de 0.45). Para el muro MCC100C el valor del factor de eficiencia fue el más alto (fue de 0.73). El mecanismo de falla que presentó el muro MCC100C, ocasionó que el acero de refuerzo vertical trabajara como dovela en la parte

superior del muro; por tal razón su eficiencia fue superior que la eficiencia del refuerzo horizontal y las eficiencias del refuerzo vertical de los demás muros.

### 5.3 RIGIDEZ

La rigidez de los muros de concreto depende de las propiedades geométricas del mismo, así como de las propiedades mecánicas de sus componentes (concreto y acero).

La rigidez elástica supone secciones no agrietadas, situación ideal considerando el hecho de que todos los muros presentaron agrietamiento previo al ensaye debido a cambios volumétricos. Sin embargo, se calculará con la expresión 5.1 y se comparará con la rigidez secante inicial experimental que corresponde a la pendiente de la recta que resulta del ajuste lineal de los cinco primeros puntos.

$$k_1 = \frac{1}{\left[ \frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{AG} \right]} \quad \text{Ecuación (5.1)}$$

Adicionalmente se calculará la rigidez inicial de los muros utilizando la expresión propuesta por Sánchez para cálculo de carga y distorsión de agrietamiento. La expresión resultante es la que a continuación se muestra.

$$k_2 = \frac{\left[ \alpha_{CR} + (\beta_{CR} - \gamma_{CR}) \rho_h f_y \right] \sqrt{f'_c}}{\alpha + \beta} \quad \text{Ecuación (5.2)}$$

Donde los valores de  $\alpha_{CR}$ ,  $\beta_{CR}$ ,  $\gamma_{CR}$ ,  $\alpha$  y  $\beta$  se obtienen de las siguientes figuras.

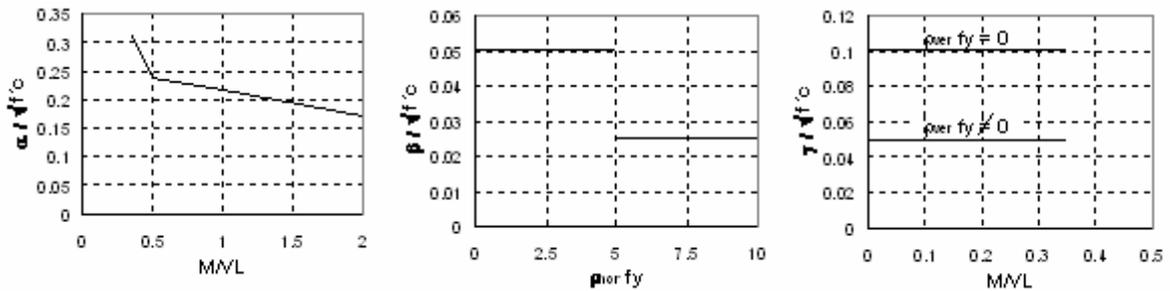


Figura 5.3. Graficas para  $\alpha_{CR}$ ,  $\beta_{CR}$  y  $\gamma_{CR}$

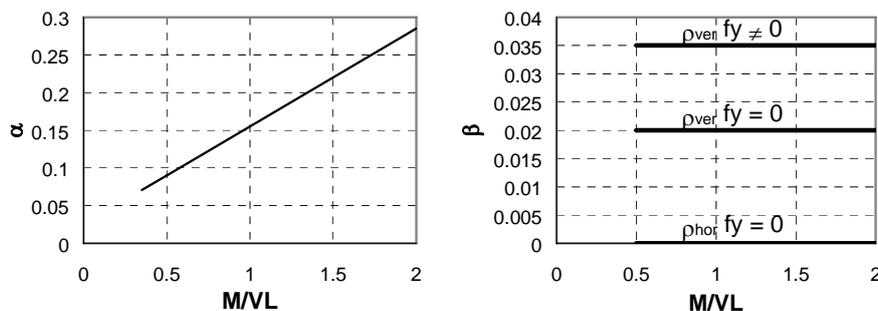


Figura 5.4. Graficas para  $\alpha$  y  $\beta$

La rigidez secante inicial ( $k_{sec\ ini}$ ) corresponde a la pendiente de la recta que une al origen con la primer lectura capturada durante el ensaye. Se calculó también la rigidez secante en el punto de agrietamiento diagonal obtenida como la pendiente de la recta que une el origen con el punto de agrietamiento ( $k_{sec\ agr}$ ).

**Tabla 5.3. Rigideces teóricas y experimentales (secantes)**

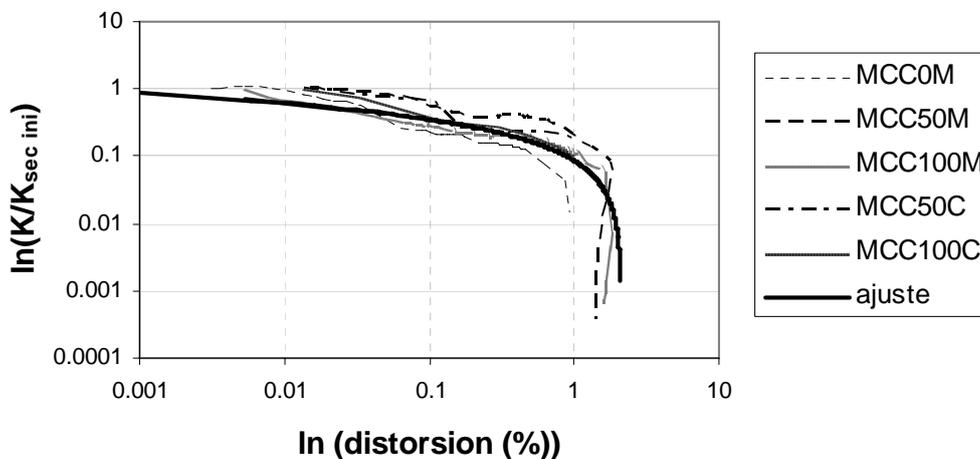
MURO	h m	A m <sup>2</sup>	I m <sup>4</sup>	E* MPa	G MPa	k <sub>1</sub> kN/m	k <sub>2</sub> kN/m	k <sub>sec ini</sub> kN/m	k <sub>sec agr</sub> kN/m
MCC0M	2.4	0.24	0.1152	13368	5570	208875	14985	167383	82292
MCC50M	2.4	0.24	0.1152	13368	5570	208875	26111	73187	37879
MCC100M	2.4	0.24	0.1152	13368	5570	208875	37237	141155	31510
MCC50C	2.4	0.24	0.1152	14394	5998	224906	21320	122991	58929
MCC100C	2.4	0.24	0.1152	14394	5998	224906	30404	125727	54167

\* Modulo secante del concreto calculado con ensayes de probetas en maquina universal

De la tabla 5.3 se puede observar que la rigidez secante inicial representa en promedio el 60% de la rigidez elástica calculada con la expresión 5.1. En lo que respecta a la rigidez de agrietamiento, el modelo de Sánchez resulta conservador en la mayoría de los casos.

Se puede observar en la tabla 5.3 que los valores de rigidez elástica son parecidos a los obtenidos experimentalmente en todos los muros excepto en el MCC0M.

En la figura 5.5 se muestran las curvas de degradación de rigidez de los cinco muros estudiados.



**Figura 5.5. Curvas de degradación de rigidez**

La degradación de rigidez tiene que ver con el nivel de daño y deformación de una estructura. Así resulta de particular interés para conocer la capacidad restante en cualquier punto del ensaye. Para evaluar la degradación de rigidez en los muros bajo carga cíclica se utilizó el concepto de rigidez de ciclo, el cual consiste en evaluar la rigidez en los picos de cada ciclo de carga.

Con la finalidad de observar mejor el comportamiento de los muros en cuanto a degradación de rigidez, se graficaron el logaritmo natural de la distorsión y el logaritmo natural de la rigidez normalizada respecto a la rigidez secante inicial (ver figura 5.5). La mayor pérdida de rigidez se presentó en etapas tempranas de los ensayes para todos los

muros como se puede observar para bajas distorsiones. Para una distorsión de 0.2% ya se había perdido el 80% de la rigidez inicialmente. Como se puede ver en la figura 5.5, se obtuvo un ajuste logarítmico para estimar la degradación de la rigidez. La expresión que rige el comportamiento es la siguiente:

$$k = 0.6 k_1 (-0.1147 \ln (R) + 0.086 )$$

La distorsión R en porcentaje y la rigidez inicial  $k_1$  (ecuación 5.1) en kN/m.

#### 5.4 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN

La capacidad de deformación en las estructuras está directamente relacionada con la ductilidad de las mismas, es decir con la habilidad de sus elementos y materiales que la componen para mantener su resistencia ante cargas que han propiciado deformaciones inelásticas. La ductilidad ( $\mu$ ) se calcula como el cociente entre cualquier deformación superior a la del límite elástico ( $\Delta$ ) entre la deformación de fluencia ( $\Delta_y$ ).

Para este trabajo se calcularon las ductilidades asociadas a la capacidad última (supuesta para el 80% de la carga máxima). Para el cálculo de las ductilidades fue empleado el criterio de Park, que consiste en obtener una rigidez inicial secante al 75% de la carga última. En las figuras 5.6, 5.7, 5.8 y 5.9 se muestra la ductilidad de los modelos utilizando el criterio anteriormente descrito.

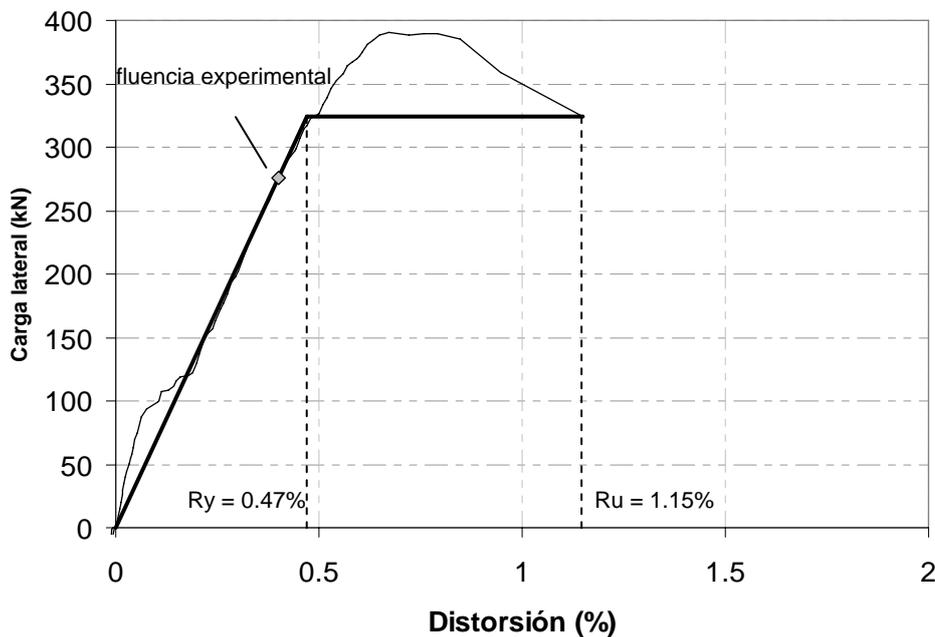


Figura 5.6. Cálculo de la ductilidad con el criterio de Park. Muro MCC50M

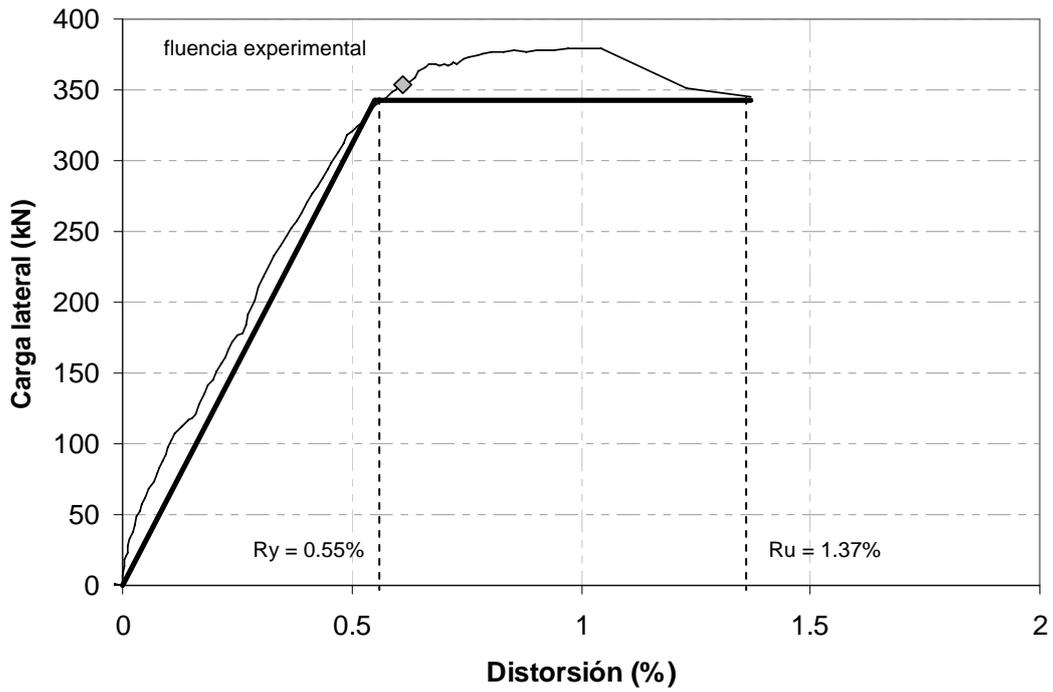


Figura 5.7. Cálculo de la ductilidad con el criterio de Park. Muro MCC100M

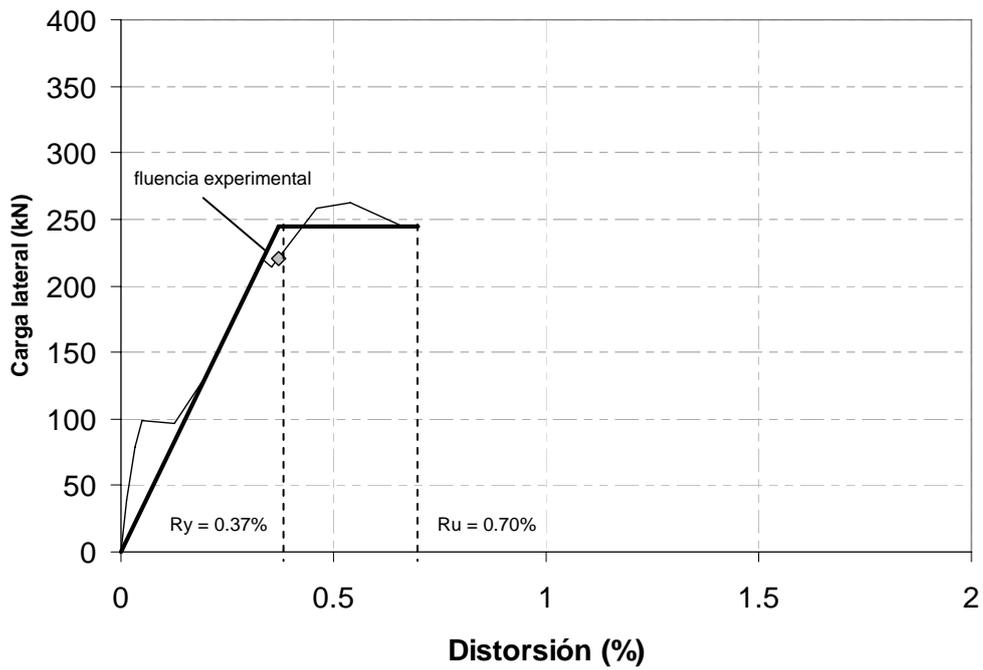
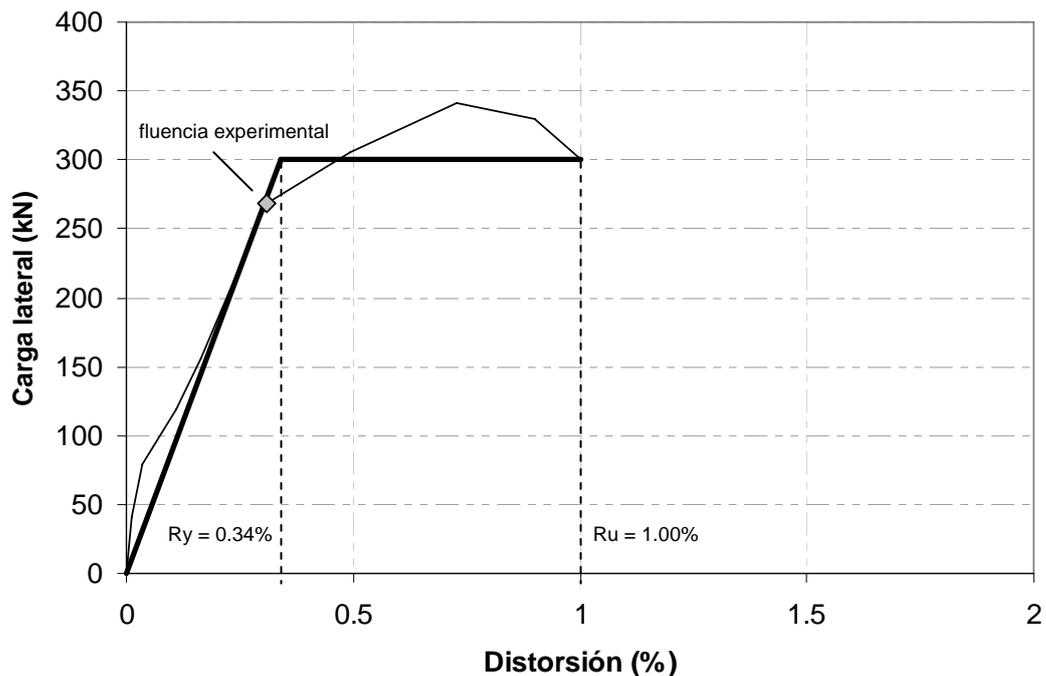


Figura 5.8. Cálculo de la ductilidad con el criterio de Park. Muro MCC50C



**Figura 5.9. Cálculo de la ductilidad con el criterio de Park. Muro MCC100C**

Como se puede observar en la figura 5.8 y 5.9 en los muros ensayados cíclicamente se utilizó la envolvente de respuesta de los ciclos positivos para aplicar el criterio de Park. En la tabla 5.4 se muestran los valores de distorsión de fluencia y última para el cálculo de la ductilidad ( $\mu$ ) en cada muro. Se calculó también la rigidez al punto de fluencia estimado con el criterio de Park y se muestra en la tabla 5.4

**Tabla 5.4. Ductilidades y rigideces en muros de acuerdo al criterio de Park**

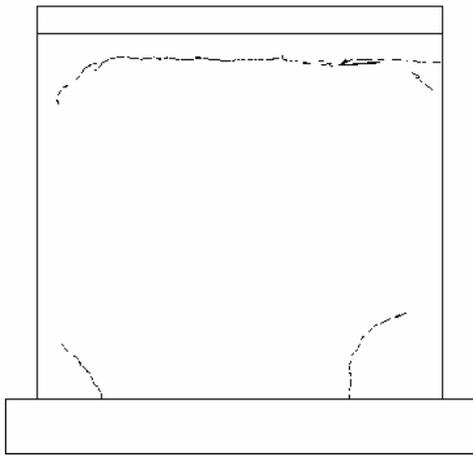
<b>MURO</b>	<b><math>\Delta y</math> (%)</b>	<b><math>\Delta</math> (%)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>k</math> (kN/m)</b>
MCC50M	0.47	1.15	2.4	27356
MCC100M	0.55	1.37	2.5	24747
MCC50C	0.37	0.7	1.9	26276
MCC100C	0.34	1	2.9	35014

Se puede ver, en la figura 5.6, como para los muros ensayados cíclicamente la fluencia experimental se aproxima más a la predicción de Park que en los muros ensayados monótonamente.

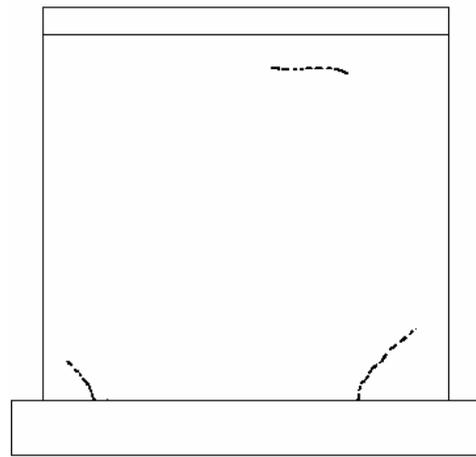
En la tabla 5.4 se observa que en los muros ensayados cíclicamente se presentó mayor ductilidad en el de mayor cuantía de acero de refuerzo en el alma. Para el caso de los ensayos monótonos, los valores de ductilidad fueron muy parecidos.

## 5.5 AGRIETAMIENTOS INICIALES

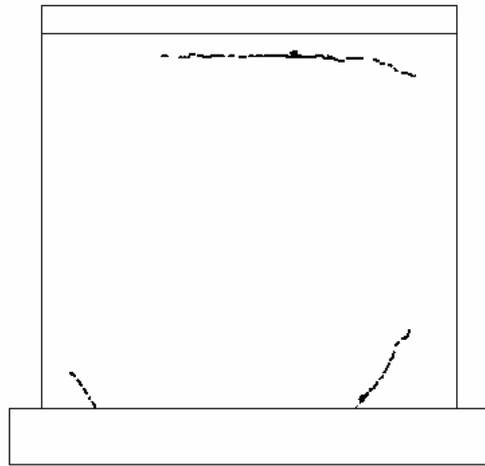
Como se trató en el capítulo 3 de este trabajo, los cinco muros presentaron agrietamiento previo al ensaye. En la figura 5.10 se muestran las configuraciones de agrietamiento inicial para los cinco muros.



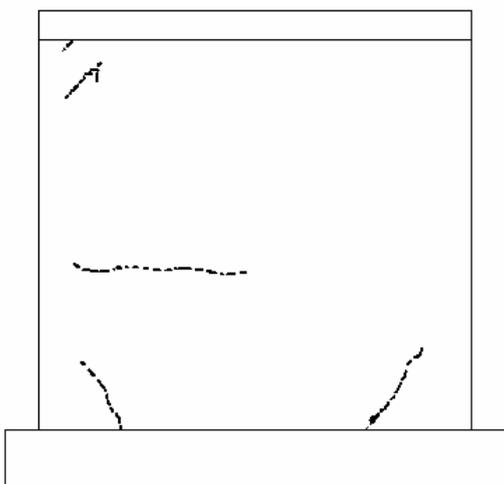
MCC0M



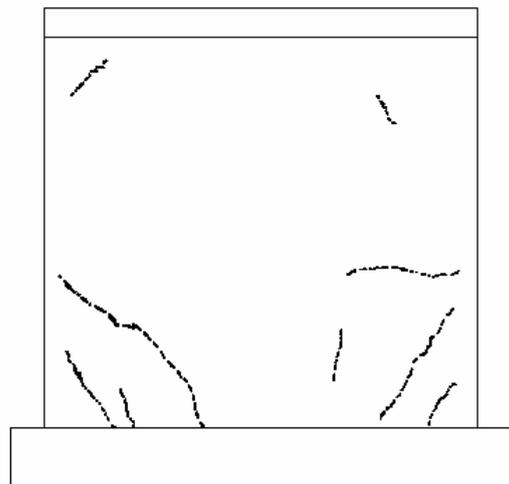
MCC50M



MCC100M



MCC50C



MCC100C

*Figura 5.10. Agrietamiento inicial en muros ensayados*

Como se trató en el capítulo 3 de este trabajo, los cinco muros presentaron agrietamiento previo al ensaye. En los cinco muros el agrietamiento más grande se presentó en la parte inferior derecha. En la tabla 5.5 se presentan los espesores máximos de grietas previas al ensaye para los cinco muros.

*Tabla 5.5. Espesores máximos de grietas previas al ensaye*

<b>MURO</b>	<b>e (mm)</b>
MCC0M	0.80
MCC50M	0.40
MCC100M	0.25
MCC50C	0.35
MCC100C	0.25

El espesor de grieta máximo se presentó en el muro MCC0M y los espesores mínimos en los muros MCC100M y MCC100C. Lo anterior es una muestra de que el aumento en la cuantía de acero de refuerzo en el alma reduce el espesor de las grietas por deformaciones volumétricas del concreto.

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 INTRODUCCIÓN

A partir de la información presentada y analizada en este capítulo se dictan las conclusiones así como las recomendaciones para fines de diseño. Se hace especial énfasis en las cuestiones relacionadas con las variables en estudio.

#### 6.2 CONCLUSIONES

- En todos los muros se presentó agrietamiento por contracciones volumétricas del concreto, previo al ensaye. Este agrietamiento disminuyó la rigidez inicial de los especímenes. Por lo anterior se recomienda revisar las metodologías disponibles para prevenir o disminuir el agrietamiento por cambios volumétricos. El agrietamiento previo al ensaye resultó ser de menor anchura para los muros MCC100M y MCC100C.
- Los muros ensayados presentaron diferentes modos de falla. De los tres muros ensayados monótonamente, dos de ellos, el MCC0M y el MCC50M presentaron falla por corte en tensión diagonal. El MCC100M falló por compresión diagonal. En cuanto a los muros ensayados cíclicamente, el MCC50C presentó falla por corte en tensión diagonal y el MCC100C presentó falla por deslizamiento en la interfase de viga – losa.
- Los muros exhibieron una capacidad de deformación, expresada en ductilidad, con valores de: para MCC50M  $\mu = 2.4$ , para MCC100M  $\mu = 2.5$ , para MCC50C  $\mu = 1.9$  y para MCC100C  $\mu = 2.9$ .
- Desde inicio de los ensayos y hasta el inicio del agrietamiento inclinado, las deformaciones de flexión rigieron el comportamiento de los muros. Posteriormente las deformaciones por corte dominaron la prueba hasta alcanzar la falla.
- Para los muros MCC50M y MCC50C el tipo de ensaye, monótono o cíclico, afectó la capacidad de deformación en los muros. El muro ensayado monótonamente presentó una ductilidad de 30% más que el muro ensayado cíclicamente.
- En cuanto a la eficiencia de las barras de acero horizontal en el alma del muro al momento en que se alcanzó la resistencia, en la mayoría de los casos el promedio los factores fue mayor al 90% excepto en el muro MCC100C donde resultó ser muy cercano al 50%. En el caso del acero de refuerzo vertical, el factor de eficiencia para el muro MCC100C fue de 73%.

- En general los muros con cuantías de acero de refuerzo del 50% de la mínima que marca el reglamento presentaron buena capacidad de deformación y un tipo de falla por tensión diagonal. Como se mencionó anteriormente, los muros con el total de la cuantía mínima no presentaron falla por corte en tensión diagonal.

### 6.3 RECOMENDACIONES

De acuerdo con las consideraciones de este estudio se propone la utilización de los siguientes modelos para la predicción de la resistencia para los tipos de falla por corte en tensión diagonal, compresión diagonal y deslizamiento para muros de concreto celular con bajas cuantías de acero de refuerzo en el alma.

#### *Falla en tensión diagonal*

Al calcular los cocientes entre los valores de resistencia reales y las predicciones de los distintos reglamentos y modelos, el modelo de Sánchez arrojó la menor desviación estándar, con un valor de 0.1 y una media de 0.92. Por tal motivo, se propone utilizar el modelo de Sánchez con una pequeña modificación en la expresión para el cálculo del coeficiente  $\alpha$ , para estimar la contribución del concreto a la resistencia.

$$V_{\max} = V_c + V_s = 0.75(\alpha Fe + 0.04\sigma_a)\sqrt{f'_c} + \eta \rho_{\text{hor}} fy \quad [\text{MPa}]$$

$$\alpha = 0.40 - 0.08 (M/VL, \%R_{\max}) \quad [\text{MPa}]$$

$$Fe = 0.77 + 0.05 \rho_{\text{ver}} fy \quad [\text{MPa}]$$

$$\eta = \frac{V_c}{\rho_{\text{hor}} fy} \leq 1$$

El factor  $Fe$  está asociado a la cuantía de refuerzo vertical. En la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo vertical, aumenta el factor  $Fe$  y se incrementa la resistencia. La variable  $\sigma_a$  representa el esfuerzo axial en MPa obtenido como la relación entre la carga y el área. Incrementando la carga axial aumenta la resistencia a cortante.

El término  $\eta$ , representa el factor de eficiencia del refuerzo horizontal. El factor  $\eta$  es directamente proporcional a la contribución del concreto a la resistencia ( $V_c$ ).

#### *Falla en compresión diagonal*

Para la falla por compresión diagonal, se propone utilizar la expresión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para concretos de peso ligero:

$$V_{cR} + V_s \leq 0.63A_{cm} \sqrt{f'_c} \quad [\text{N}] \quad (\text{Ec. 2.5})$$

$f^*c$  es la resistencia nominal del concreto en compresión y  $A_{cm}$  el área bruta de la sección de concreto comprendida por el espesor del muro y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante de diseño.

### ***Falla por deslizamiento***

Para la predicción de la falla por deslizamiento se utilizará la expresión que señala el eurocódigo 8 con las modificaciones realizadas para concretos ligeros, las cuales consistieron en agregar el factor de 0.5

$$V_{dd} \leq \begin{cases} 1.5 \sum A_v 0.496 \sqrt{f_c^* f_y} \\ 0.25 f_y \sum A_v \end{cases} \quad [\text{N}] \quad (\text{Ec. 2.6})$$

$$V_{jd} \leq \begin{cases} \mu_f \left[ \left( \sum A_v f_y + N \right) \xi + \frac{M}{Z} \right] \\ 0.25 \eta (0.246) f_c^* \xi t L \end{cases} \quad [\text{N}] \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$\eta = 0.6(1 - f^*c / 250)$$

$V_{dd}$  es la resistencia dada por el refuerzo vertical trabajando como dovela,  $V_{fd}$  la resistencia de fricción del concreto,  $A_v$  es el área de todo el refuerzo vertical en el muro,  $\mu_f$  el coeficiente de fricción del concreto el eurocódigo recomienda un valor de 0.7),  $Z$  es el brazo de palanca,  $N$  es la carga axial,  $M$  es el momento flexionante de diseño que se considera como el correspondiente a la resistencia a cortante calculada con la expresión de las NTC para concretos ligeros y  $\xi$  la profundidad del eje neutro normalizada.

### ***Modelo de rigidez***

Se propone la siguiente expresión para estimar la rigidez en función de la rigidez inicial (elástica) y la distorsión.

$$k = 0.6 k_1 (-0.1147 \ln (R) + 0.086)$$

$$k_1 = \frac{1}{\left[ \frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{AG} \right]}$$

La distorsión  $R$  en porcentaje y la rigidez inicial  $k_1$  en kN/m.

## REFERENCIAS

James G. MacGregor, "Reinforced Concrete Mechanics and Design", Ed. Prentice Hall, 3era edición, New Jersey 1997

Jaime Fernando Argudo, "Evaluation and Synthesis of Experimental Data for Autoclaved Aerated Concrete", Tesis de Maestría en Ciencias en Ingeniería, Universidad de Texas en Austin, 2003.

Halil Sezen, M.ASCE, Jack P. Mohele, M.ASCE, "Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns", Journal of Structural Engineering ASCE, noviembre de 2004.

Ulises Max Cancino, "BEHAVIOR OF AUTOCLAVED AERATED CONCRETE SHEAR WALLS WITH LOW-STRENGTH AAC", Tesis de Maestría en Ciencias en Ingeniería, Universidad de Texas en Austin, 2003.

Jennifer Elaine Tanner, "DESIGN PROVISIONS FOR AUTOCLAVED AERATED CONCRETE (AAC) STRUCTURAL SYSTEMS", defensa doctoral, Universidad de Texas en Austin, 2003.

Jorge Luis Varela Rivera, "DEVELOPMENT OF R AND Cd FACTORS FOR THE SEISMIC DESIGN OF AAC STRUCTURES" defensa doctoral, Universidad de Texas en Austin, 2003

Alfredo Sanchez Alejandro, "Comportamiento Sísmico de muros de concreto para vivienda", defensa doctoral, 2006

Álvaro Celestino Morales, "Ensayo de tres muros de concreto armado bajo cargas laterales con diferentes cuantías de refuerzo", Tesis de maestría en estructuras, Ciudad Universitaria, febrero de 2005.

Niel Iván Velásquez Montoya, "Comportamiento sísmico de muros de concreto para vivienda", Tesis de maestría en estructuras, Ciudad Universitaria, noviembre 2005.

Aguilar G. y Alcocer S. (1997). "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales." Informe Técnico CENAPRED, Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia.

Alcocer S.M. (1998). "Algunas tendencias del concreto estructural." XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey N.L., México, pp.3-32.

Alcocer S. M., Murià D., Peña J. I. y Maldonado J. C. (1996), "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, CENAPRED.

Klieger, Paul, and Lamond, Joseph, eds., "Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete Making Materials", Publicación ASTM STP 169C, Part VI, Chapter 49, 1994, 7 pp.

“Autoclaved Aerated Concrete—Properties, Testing, Design,” RILEM Technical Committees 78-MCA and 51-ALC, Londres, 1993, 404 pp.

Short, A., and Kinniburgh, W., “Lightweight Concrete”, John Wiley and Sons, Inc., Nueva York 1963, 368 pp.

Short, A., and Kinniburgh, W., “The Structural Use of Aerated Concrete,” Londres, Vol. 39, No. 1, Jan. 1961, pp. 1-16.

Valore, R. C., Jr., “Cellular Concretes,” ACI JOURNAL, Proceedings V. 50, No. 9, Mayo 1954, pp. 773-796; and No. 10, Junio 1954, pp. 817-836.

Kluge, Ralph W.; Sparks, Morris M.; and Tuma, Edward C., “Lightweight- Aggregate Concrete,” ACI JOURNAL, Proceedings, V. 45, No. 9, Mayo 1949, pp. 625-642.

American Concrete Institute (2002). “Building code requirements for structural concrete (ACI-318- 02) and commentary (ACI-318R-02)”. Farmington Hills, Michigan.

EUROCODE No 8., (1988), “Design of Structures in Seismic Regions”

Meli R., (1976), ”Consideraciones sobre el Diseño Sísmico de Estructuras con Muros de Concreto”, Ingeniería Sísmica, Vol. 14, Enero-Abril

NTC-C, (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, Gaceta Oficial del Departamento del DF, pp. 88-194.

Park R. and Paulay T. (1996), “Estructuras de concreto reforzado”, Editorial limusa

Paulay T. and Priestley M. J. N., (1993), “Stability of Ductile Structural Walls”, ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 4, pp 385-392, July-August

Paulay T., Priestley M. J. N. and Syngé A. J., (1982), “Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls”, ACI Journal, Vol. 79, No. 4, pp 257-269, July-August